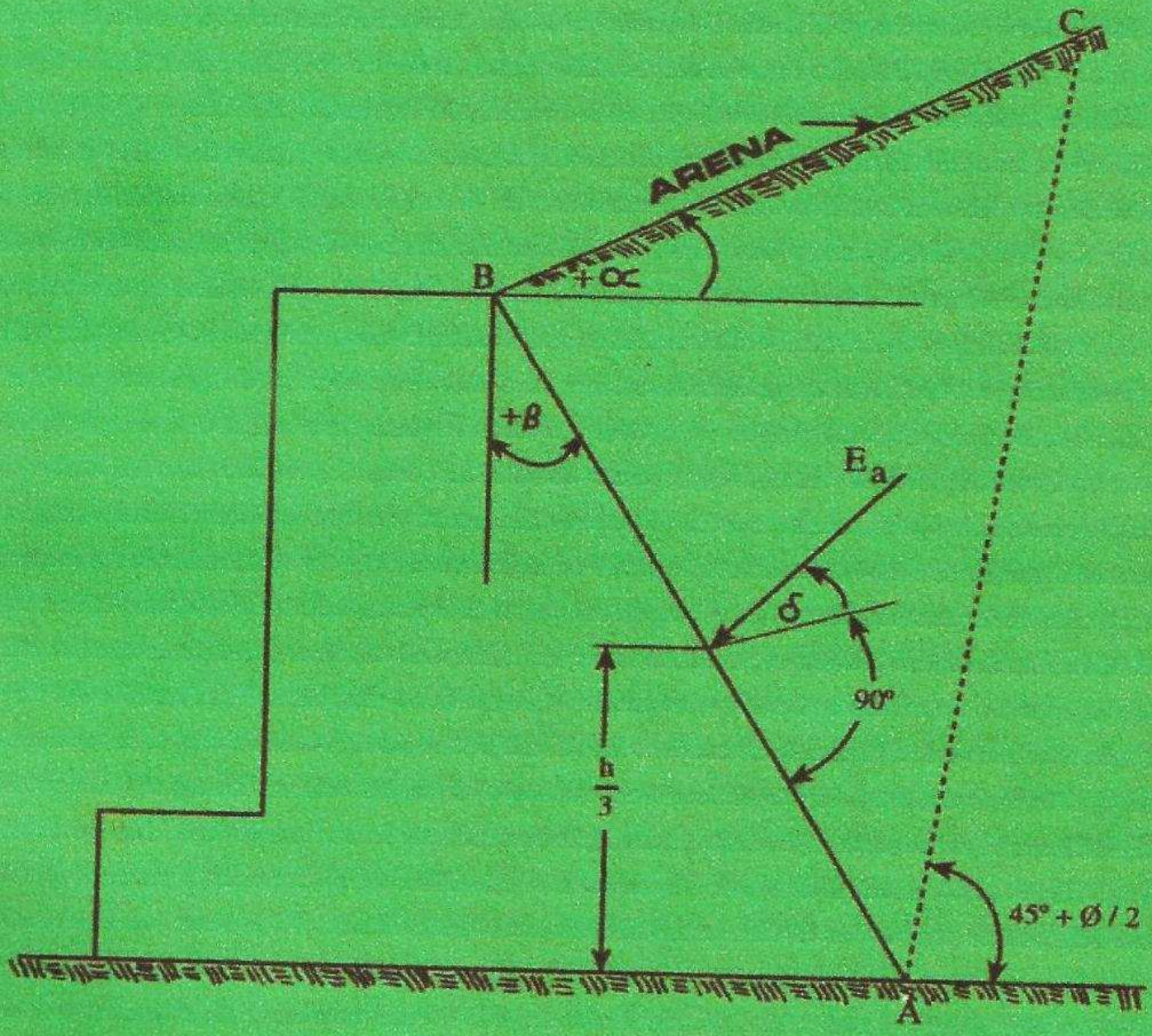
PROBLEMAS DE

MECANICA DE SUELOS



ANGEL R. HUANCA BORDA

Universidad Nacional "San Luis Gonzaga" de Ica
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

MECANICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES

AUTOR:

ING. ANGEL R. HUANCA BORDA
huancaborda@hotmail.com

WILBER CUTIMBO CHOQUE
wil-ber_2511@hotmail.com
Cel. 953686056

PROLOGO

El propósito de esta publicación es continuar aportando de una manera modesta, con un texto de fácil acceso en cuanto al aprendizaje de la Mecánica de Suelos y también al aspecto económico.

El presente libro, en vista de la favorable acogida que tuvo la anterior edición, no tiene cambios sustanciales en su contenido y presentación, y las modificaciones realizadas obedecen solo a aspectos de redacción y forma de impresión.

Esperando que este pequeño libro, pueda contribuir con un granito de arena, en la formación de futuros Ingenieros Civiles, quedo muy agradecido por las sugerencias que los lectores me puedan brindar, lo cual servirá para mejorar el presente trabajo.

A.R. Huanca Borda

WILBER CUTIMBO CHOQUE

e-mail: wil-ber_2511@hotmail.com
Cel. 953686056
MOQUEGUA - PERU

CONTENIDO

Título

CAPITULO I. RELACIONES VOLUMÉTRICAS Y GRAVIMÉTRICAS EN LOS SUELOS

1. Esquema Típico para la representación de un suelo.
2. Relaciones de pesos y volúmenes.
3. Relaciones fundamentales.
4. Correlación entre la relación de vacíos y la porosidad.
5. Fórmulas referentes a suelos saturados.
6. Fórmulas referentes a suelos parcialmente saturados.
7. Peso Específico seco y saturado
8. Peso Volumétricos del suelo sumergido.
9. Densidad relativa de suelos.
   Problemas Resueltos.

CAPITULO II. PLASTICIDAD DE SUELOS

1. Definición.
2. Índice Plástico.
3. Ecuación de la curva de fluidez.
4. Índice de tenacidad.
5. Límite de contracción.
   Problemas Resueltos.

CAPITULO III. CLASIFICACIÓN DE SUELOS

1. Clasificación según AASHO.
   Índice de grupo.
   Problemas Resueltos
2. Clasificación según SUCS.
   Carta de plasticidad
   Problemas Resueltos
3. Clasificación de "Public Roads Administration"
   Problemas Resueltos

CAPITULO IV. PRESIÓN EFECTIVA Y PRESIÓN NEUTRA EN LOS SUELOS

1. Presión efectiva vertical.
2. Presión neutra.
3. Presión total vertical.
   Problemas Resueltos.

CAPITULO V. PRESIONES VERTICALES EN LOS SUELOS SATURADOS DEBAJO DE LAS ZONAS CARGADAS

1. Método de Boussinesq.
2. Método de Newmark.
   Problemas Resueltos.

CAPITULO VI. ASENTAMIENTOS

1. Asentamientos de arcillas normalmente consolidadas.
   1.1. Coeficiente de comprensibilidad.
   1.2. Coeficiente de comprensibilidad volumétrica.
   1.3. Asentamiento
2. Arcillas preconsolidadas.
3. Teoría de la consolidación.
   3.1. Velocidad de consolidación.
   Problemas Resueltos

CAPITULO VII. RESISTENCIA AL ESFUERZO CO9RTANTE DE LOS SUELOS

1. Esfuerzo normal y esfuerzo cortante.
2. Resistencia al corte de suelos no cohesivos.
   2.1. Relación de esfuerzos principales.
3. Resistencia al corte de suelos cohesivos.
   3.1. Relación de esfuerzos principales.
4. Ecuación revisada de Terzaghi.
   Problemas Resueltos.

CAPITULO VIII. EMPUJE DE TIERRAS CONTRA MUROS DE CONTENCIÓN

1. Estado de equilibrio plástico.
   1.1. Coeficiente activo de presión de tierras.
   1.2. Coeficiente pasivo de presión de tierras.
2. Teoría de Rankine del empuje de tierras.
   2.1. Hipótesis.
   2.2. Empuje de suelos sin cohesión.
   2.3. Empuje de suelos con cohesión y fricción.
3. Teoría de Coulomb en suelos friccionantes.
   Problemas Resueltos.
4. Método gráfico de Culmann.

CAPITULO IX. PERMEABILIDAD DE LOS SUELOS

1. Ley de Darcy.
2. Velocidad de descarga o velocidad del flujo.
3. Velocidad de filtración o velocidad de escurrimiento.
4. Velocidad Real.
5. Determinación de la permeabilidad.

5.1. Permeámetro de carga constante.
5.2. Permeámetro de carga variable.
5.3. Permeabilidad de suelos estratificados.
6. Altura de ascensión capilar.
Problemas Resueltos

CAPITULO X. RED DE FLUJO O RED DE FILTRACIÓN

1. Red de flujo.
2. Gasto de filtración.
3. Subpresión.
4. Sifonaje.
4.1. Sifonaje por levantamiento.
4.2. Tubificación.
Problemas Resueltos.

CAPITULO XI. CAPACIDAD DE CARGA DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES

1. Capacidad portante de suelos densos.
1.1. Suelos con cohesión y fricción.
1.2. Suelos netamente arcillosos.
2. Capacidad portante de suelos sueltos.
3. Capacidad de carga por asentamiento.
Problemas Resueltos

CAPITULO XII. CAPACIDAD DE CARGA DE CIMENTACIONES PROFUNDAS

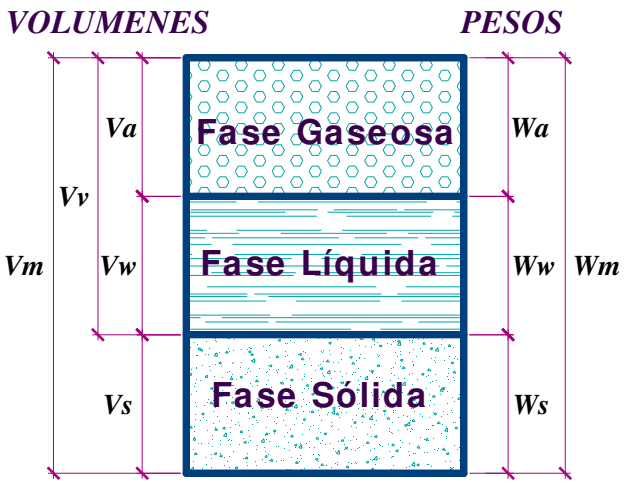
Capacidad de carga de pilotes.
1. Pilotes aislados.
1.1. Fórmulas estáticas.
1.2. Fórmulas dinámicas.
2. Grupo de Pilotes
Problemas Resueltos

BIBLIOGRAFÍA

CAPITULO I

RELACIONES VOLUMÉTRICAS Y GRAVIMÉTRICAS EN LOS SUELOS

1. ESQUEMA TÍPICO PARA LA REPRESENTACIÓN DE UN SUELO



Donde:

Vm = Volumen total de la muestra del suelo (Volumen de masa).
Vs = Volumen de la fase sólida de la muestra (Volumen de sólidos).
Vv = Volumen de los vacíos de la muestra de suelo (Volumen de vacíos).
Vw = Volumen de la fase liquida contenida en la muestra (Volumen de agua).
Va = Volumen de la fase gaseosa de la muestra (Volumen de aire).
Wm = Peso total de la muestra de suelo.
Ws = Peso total de la fase sólida de la muestra de suelo (Peso de sólidos).
Ww = Peso total de la fase líquida de la muestra (Peso de agua).
Wa = Peso total de la fase gaseosa de la muestra, considerado cero de Mecánica de Suelos.

2. RELACIONES DE PESOS Y VOLUMENES

2.1 Peso Específico de la Masa del suelo (γ_m)

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m} = \frac{W_S + W_W}{V_m}$$

2.2 Peso Específico de Sólidos (γ_s)

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s}$$

2.3 Peso Específico Relativo de la Masa del suelo (S_m)

$$S_m = \frac{\gamma_m}{\gamma_o} = \frac{W_m}{V_m \times \gamma_o} = \frac{W_w + W_s}{V_m \times \gamma_o}$$

2.4 Peso Específico Relativo de las Partículas Sólidas (S_s)

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_o} = \frac{W_s}{V_s \times \gamma_o} \Rightarrow \gamma_o \approx \gamma_w$$

NOTA: El valor de γ_w, difiere poco del γ_o y en casos prácticos, ambos son tomados como iguales

3. RELACIONES FUNDAMENTALES

3.1 Relación de Vacíos o Índice de Porosidad (e).

$$e = \frac{V_V}{V_S}$$ En la práctica, $0.25 \leq e \leq 15$

3.2 Porosidad (n).

$$n(\%) = \frac{V_V}{V_m}(100)$$

3.3 Grado de Saturación (G).- También se designa con, S (%).

$$G(\%) = \frac{V_W}{V_V}(100)$$

3.4 Grado de Humedad (W %).

$$W(\%) = \frac{W_W}{W_S}(100)$$

4. CORRELACIÓN ENTRE LA RELACIÓN DE VACIOS Y LA POROSIDAD

$$n = \frac{e}{1+e} \qquad e = \frac{n}{1-n}$$

5. FÓRMULAS REFERENTES A SUELOS SATURADOS

$$\gamma_m = \frac{S_s - e}{1+e} \times \gamma_o = \frac{S_S(1 + W\ \%)}{(1+S_S)W\%} \times \gamma_o$$

6. FÓRMULAS REFERENTES A SUELOS PARCIALMENTE SATURADOS

$$\gamma_m = \frac{1+W\%}{1+e}\times\gamma_s = \frac{S_S + G\times e}{1+e}\times\gamma_o \qquad G(\%) = \frac{W(\%)\times S_s}{e}$$

7. PESO ESPECÍFICO SECO Y SATURADO

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_m} \qquad \gamma_{sat} = \frac{W_s + W_w}{V_m}$$

8. PESO VOLUMÉTRICO DEL SUELO SUMERGIDO (γ_m)

$$\gamma'_m = \gamma_m - \gamma_o \quad \Longrightarrow \quad \gamma'_m = \frac{S_S - 1}{S_s}\times\gamma_d$$

$$\gamma'_m = \frac{S_S - 1}{1+e}\times\gamma_w = \frac{S_s - 1}{1+W\times S_S}\times\gamma_w$$

9. DENSIDAD RELATIVA DE SUELOS O COMPACIDAD RELATIVA

El estado de densidad de los suelos arenosos, puede ser expresado numéricamente por la fórmula empírica de TERZAGHI, determinable en laboratorio.

$$D_r(\%) = \frac{e\max. - e}{e\max. - e\min.}(100)$$

Donde:

$e_{max.}$ = Relación de vacíos del suelo en su estado más suelto.
$e_{min.}$ = Relación de vacíos del suelo en el estado más compacto.
e = Relación de vacíos del suelo en el estado natural.

Por otra parte, tenemos según el "Bureau of Reclamation" la fórmula empírica siguiente:

$$D_r(\%) = \frac{\gamma_d\, máx.(\gamma_d - \gamma_d\min.)}{\gamma_d(\gamma_d\, máx. - \gamma_d\min.)}\times 100$$

Donde:

$\gamma_d\ máx.$ = Peso Específico seco, en su estado más compacto.

$\gamma_d\ \min.$ = Peso Específico seco del suelo en su estado más suelto.

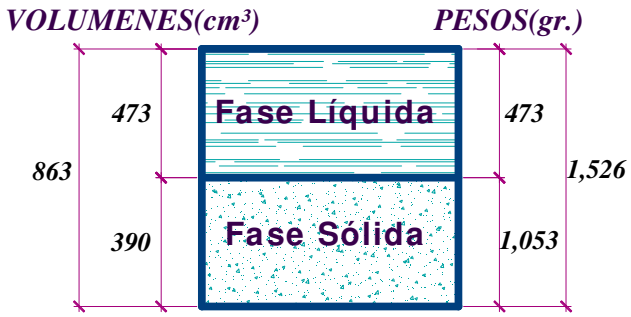
γ_d = Peso Específico seco "in situ".

PROBLEMAS RESUELTOS

PROBLEMA Nº 1.- Una muestra de arcilla saturada pesa 1,526gr. y 1,053 gr. después de secada al horno. Calcule su W (%). Considerando γ_s=2.70 gr. /cm3. Calcule también e, n,γ_m.

Solución:

i.) Construimos el esquema para suelos saturados, hallando los respectivos valores para los pesos y volúmenes, a partir de los datos en el problema.



Como, $\gamma_s = 2.70 = \dfrac{W_S}{V_S}$

$W_w = 1{,}526 - 1{,}053 = 473\,gr.$

$V_w = 473\,cm^3$

$V_s = \dfrac{W_S}{\gamma_S} = \dfrac{1{,}053}{2.70} = 390$

$V_m = V_w + V_s = 863\ gr.$

ii.) Del esquema, y aplicando las correspondientes definiciones, obtenemos:

$$W(\%) = \frac{W_w}{W_s} = \frac{473}{1{,}053} = 0.45 = 45\%$$

$$e = \frac{V_w}{V_s} = \frac{473}{390} = 1.21 \quad \text{(sin dimensiones)}$$

$$n = \frac{e}{1+e} = \frac{1.21}{1+1.21} = 0.55 \quad \text{(sin dimensiones)}$$

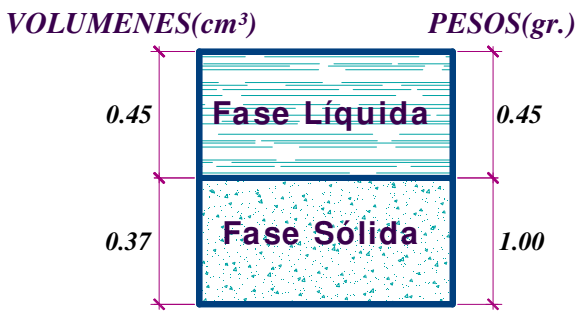
$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m} = \frac{1{,}526}{863} = 1.77\,gr./cm^3$$

WILBER CUTIMBO CHOQUE
wil-ber_2511@hotmail.com
Cel. 953686056

PROBLEMA Nº 2.- El contenido de humedad de una muestra de suelo saturado es 45%, el peso específico de sus partículas es 2.70 gr. /cm^3.
Calcular la relación de vacíos, la porosidad y el peso específico de la muestra.

Solución:

i.) Hallando valores para el esquema de suelo saturado.



$$W\% = \frac{W_w}{W_s} = 0.45$$

$$Si\ \ hacemos, W_s \quad 1gr. \Rightarrow W_W = 0.45\,gr.$$

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s} \Rightarrow V_s = \frac{1}{2.90} = 0.37\,cm^3$$

$$V_w = \frac{W_w}{\gamma_w} = 0.45\ cm^3$$

ii.) Del esquema y aplicando las definiciones correspondientes.

$$e = \frac{V_w}{V_s} = \frac{0.45}{0.37} = 1.22$$

$$n = \frac{V_v}{V_m} = \frac{0.45}{0.82} = 0.55$$

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m} = \frac{1.45}{0.82} = 1.77\ gr./cm^3$$

PROBLEMA Nº 3.- Una arena uniforme y densa tiene una porosidad de 35%, y un peso específico relativo de 2.75.
Hallar el peso específico de la muestra y la relación de vacíos cuando la muestra esta seca; cuando el contenido de humedad sea de 50% y cuando esté completamente saturado.

Solución:

i.) Cuando la muestra está seca.

$$\gamma_m = \frac{S_S + G \times e}{1+e} = \gamma_w \text{.....}(I) \qquad por\ dato\ G = 0 \quad (\text{sec}o)$$

$$e = \frac{n}{1-n} = \frac{0.35}{1-0.35} = 0.54$$

$$\Rightarrow \gamma_m = \frac{2.75}{1+0.54} \times \gamma_w = 1.79\ gr./cm^3$$

ii.) Cuando el contenido de humedad es W % = 50%

$$\gamma_m = \frac{1+W\%}{1+e} \times S_S \gamma_w$$

$$\Rightarrow \gamma_m = \frac{1+0.50}{1.54} \times 2.75\ gr./cm^3 = 2.68\ gr./cm^3$$

iii.) Cuando la muestra está completamente saturada G=1
Reemplazando en I

$$\gamma_m = \frac{S_S + e}{1+e} \times \gamma_w = \frac{2.75+0.54}{1.54} \Rightarrow \gamma_w = 2.14\ gr./cm^3$$

PROBLEMA Nº 4.- Una muestra de suelo que no está completamente saturado tiene un peso de 53.4 gr. y un volumen de 36.5 cm^3. Después de secado al horno su peso se ha reducido de 42.7 gr. El peso específico de las partículas sólidas es 168 lb. /pie^3; calcular el grado de saturación, peso específico de la masa y peso específico seco.

Solución:

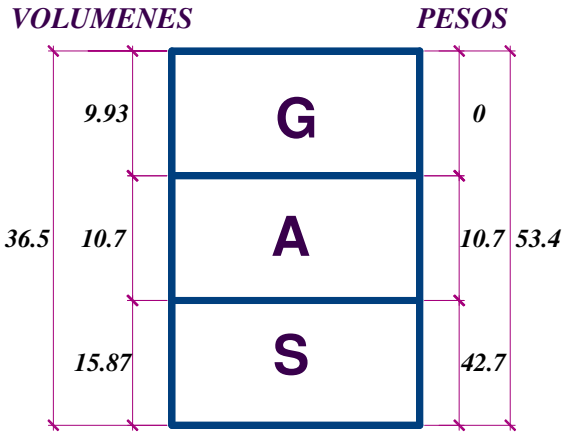
i.) Gráfico del esquema de suelo parcialmente saturado.

$$\gamma_s = 168\ lb./\ pie^3 = 2.69\ gr/cm^3$$

$$V_s = \frac{W_S}{\gamma_S} = \frac{42.7}{2.69} = 15.87\ cm^3$$

$$W_w = W_m - W_s = 53.4 - 42.7 = 10.7\ gr.$$

$$V_w = \frac{W_w}{\gamma_w} = 10.7\ cm^3$$



ii.) Luego, aplicando las definiciones.

$$G = \frac{V_w}{V_V} = \frac{10.7}{9.93+10.7} = 0.52 = 52\%$$

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m} = \frac{53.4}{36.5} = 1.46\ gr./cm^3$$

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_m} = \frac{42.7}{36.5} = 1.17\ gr./cm^3$$

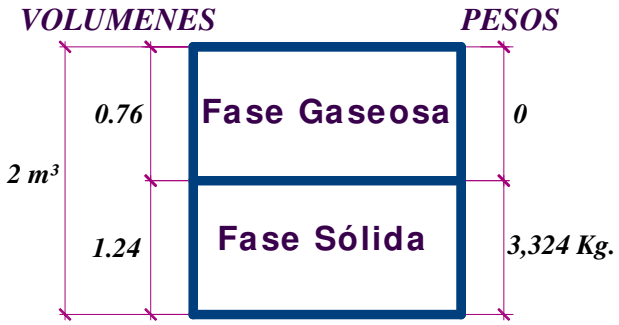
PROBLEMA Nº 5.- Un recipiente contiene 2.00 m^3 de arena seca, de peso específico de sólido 2.68 Tn. / cm^3 y peso 3,324 Kg. Calcular la cantidad de agua requerida para saturar la arena del recipiente.

Solución:

Sabemos que, $\gamma_s = \frac{W_s}{V_S}$

$$\Rightarrow V_s = \frac{3{,}324\,Kg.}{2{,}680\,Kg./m^3} = 1.24\,m^3$$

$$V_a = V_V = V_m - V_s = 2.00 - 1.24 = 0.76\ m^3$$



El volumen o cantidad de agua ocupará el volumen ocupado anteriormente por el aire (V_v).
Por consiguiente para saturar la arena se requiere que:

$$V_v = V_w \Rightarrow V_w = 0.76 m^3$$

$$\gamma_w = \frac{W_W}{V_W}\ obtenemos\ que: \boxed{W_w = 760\,Kg. = 760\ litros\ de\ agua}$$

PROBLEMA Nº 6.- Un suelo tiene un peso volumétrico de 1.98 Tn. /m^3 y un contenido de humedad de 22.5%. Calcular la humedad de la muestra cuando se le seca hasta pesar 1,850 Kg. / cm^3 sin que cambie la relación de vacios.

Solución:

$$\gamma_{m1} = \frac{1 + W_1\%}{1 + e} \times \gamma_s .....(I)$$

$$\gamma_{m2} = \frac{1 + W_2\%}{1 + e} \times \gamma_s .....(II)$$

Reemplazando datos en I y II, teniendo en cuenta que e = constante y γ_s no varia, tenemos:

Reemplazando en I:

$$1.98 = \frac{1 + 0.225}{1 + e} \times \gamma_s \Rightarrow e = \frac{\gamma_s (1 + 0.225)}{1.98} - 1 .....(III)$$

Reemplazando datos en II:

$$1.85 = \frac{1 + W_2}{1 + e} \times \gamma_s \Rightarrow e = \frac{\gamma_s (1 + W_2)}{1.85} - 1 .....(IV)$$

Igualando las expresiones (III) y (IV) obtenemos el valor de $W_2\%$

$$\boxed{W_2\% = 14.5\%}$$

PROBLEMA Nº 7.- Un suelo tiene un peso específico de la masa de 1,745 Kg. /m^3 y el 6% de humedad. ¿Cuantos litros de agua deben añadirse a cada metro cúbico de suelo

para elevar la humedad al 13%?, suponga que la relación de vacíos permanece constante.

Solución:

Como datos tenemos:

$$\gamma_{m1} = 1{,}745\ Kg/m^3; \quad W_1\% = 6\%; \quad W_2\% = 13\%$$

Por otro lado:

$$\gamma_{m1} = \frac{1+W_1}{1+e} \times \gamma_s .....(1) \qquad \gamma_{m2} = \frac{1+W_2}{1+e} \times \gamma_s .....(2)$$

Reemplazando en (1)

$$1{,}745 = \frac{1+0.06}{1+e} \times \gamma_s \Rightarrow e = \frac{(1+0.06)}{1{,}745}\gamma_s - 1 .....(3)$$

Reemplazando en (2)

$$\gamma_{m2} = \frac{1+0.13}{1+e} \times \gamma_s \Rightarrow e = \frac{(1+0.13)}{\gamma_{m2}}\gamma_s - 1 .....(4)$$

Igualando (3) y (4), obtenemos:

$$\gamma_{m2} = \frac{1.13}{1.06} \times 1{,}745 \Rightarrow \gamma_{m2} = 1{,}860\, Kg./m^3$$

De otro lado

$$\gamma_{m1} = \frac{W_{m1}}{V_{m1}} = 1{,}745\ \ Kg./m^3 \quad ; \quad \gamma_{m2} = \frac{W_{m2}}{V_{m2}} = 1{,}860\, Kg./m^3$$

Como:

$V_{m1}\ \ y\ \ V_{m2} = 1m^3$

$\therefore W_{m1} = 1{,}745\, Kg.\ \ también\ \ W_{m2} = 1{,}860\, Kg.$

El agua a añadir será : $1{,}860 - 1{,}745 = 115\, Kg.$

$$\boxed{Agua\ \ por\ añadir = 115\, Litros.}$$

PROBLEMA Nº 8.- Hallar las expresiones matemáticas que determinen el peso específico unitario de los suelos. (Una función de la humedad, relación de vacíos, peso específico relativo de las partículas sólidas y peso específico del agua; y la otra relación en función de peso específico relativo de las partículas sólidas, saturación, relación de vacíos, y peso específico del agua).

Solución:

i.) Peso específico unitario en función de: e, Ss, W% y γ_w

Por definición tenemos: $\gamma_m = \frac{W_m}{V_m} = \frac{W_s + W_w}{V_S + V_v}$

Dividiendo a la expresión entre Ws:

$$\gamma_m = \frac{W_s/W_s + W_w/W_s}{V_s/W_s + V_v/W_s} = \frac{1+W\%}{\frac{V_s}{W_s}+\frac{V_v}{W_s}} = \frac{1+W\%}{\frac{V_s}{\gamma_s V_s}+\frac{V_v}{\gamma_s V_s}} = W = \gamma_s V_s$$

Como $e = \frac{V_v}{V_s} \quad \Rightarrow \quad \gamma_m = \frac{1+W\%}{\frac{1+e}{\gamma_s}} = \frac{1+W\%}{1+e}\gamma_s$

$$\therefore \qquad \boxed{\gamma_m = \frac{(1+W\%)}{1+e} S_s \gamma_w}$$

ii.) Peso específico unitario en función de: Ss, G%, e y γ_w

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m} = \frac{V_s + V_w}{V_s + V_v} = \frac{\frac{W_s}{V_s}+\frac{W_w}{V_s}}{\frac{V_s}{V_s}+\frac{V_v}{V_s}} = \frac{\frac{W_s}{V_s}+\frac{W_w}{V_s}}{1+e}$$

$$\gamma_m = \frac{\frac{\gamma_s \times V_s}{V_s}+\frac{\gamma_w \times V_w}{V_s}}{1+e} = \frac{\gamma_s + \frac{\gamma_w \times V_w}{V_s}\times\frac{V_v}{V_v}}{1+e} = \frac{\gamma_S + G\times e\times\gamma_w}{1+e}$$

$$\gamma_m = \frac{\frac{\gamma_s}{\gamma_w}+\frac{G\times e\times\gamma_w}{V_s}}{\frac{1+e}{\gamma_w}} \Rightarrow \boxed{\gamma_m = \frac{S_s + G\times e}{1+e}\times\gamma_w}$$

PROBLEMA Nº 9.- Se tiene 800 Kg. de arena cuarcitica seca (S_S=2.65) que ocupan 0.5 m^3. Responda Ud. lo siguiente:

a) ¿Cuantos litros de agua son necesarios agregar a la muestra para saturarla al 70%?
b) Con la cantidad agregada según "a"; ¿Que porcentaje de humedad tiene la muestra?
c) Si se vibra la arena mojada, esta reduce su volumen en 0.05m^3; ¿Cual será el peso volumétrico saturado en ese estado?

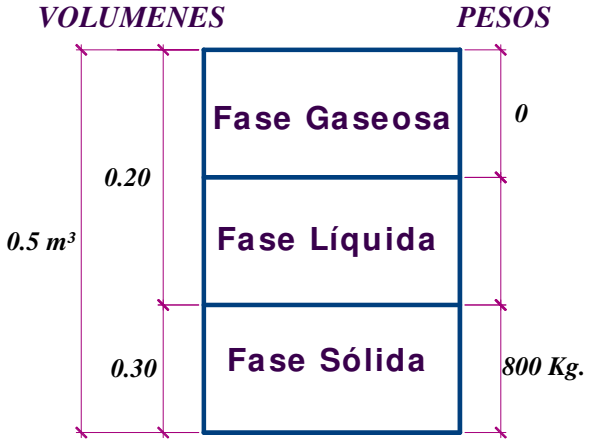
Solución:

Como:

$S_s = 2.65$

$\Rightarrow \gamma_s = S_s \times \gamma_w = 2{,}650\, Kg./m^3$

$V_s = \frac{W_s}{\gamma_s} = \frac{800}{2{,}650} = 0.30\, m^3$



a) Si se desea saturar al 70%

$$G = \frac{V_w}{V_V} \quad \Rightarrow \quad V_w = G \times V_V \quad ; \quad como \;\; G\% = 70\%$$

$$V_w = 0.70 \times 0.20 = 0.14\, m^3$$

$$Si \quad 1m^3 .....100\ litros$$

$$0.14m^3 .....X\ litros$$

X = 140 litros de agua para saturarla al 70%

b) Hallando el W% de la muestra.

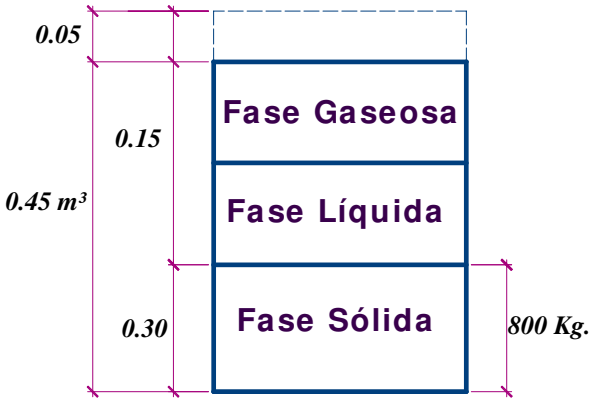
$$W\% = \frac{W_w}{W_s} \quad ; \quad donde, \quad W_w = \gamma_w \times V_w = 1{,}000 \times 0.14 = 140\, Kg.$$

$$W\% = \frac{140}{800} \times 100 = 17.5\%$$

La muestra tiene un porcentaje de humedad de 17.5%

c) Peso Volumétrico saturado de la arena vibrada.

La arena se reduce en 0.05 m^3 (Se reduce el volumen de vacíos)



$$\gamma_m = \frac{S_S + G \times e}{1 + e} \times \gamma_w .....(1)$$

Cálculo de "e" vibrado:

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{0.15}{0.30} = 0.5$$

$$G\% = 100\% \qquad G = 1$$

Reemplazando en (1)

$$\gamma_{sat} = \frac{2.65 + 0.5}{1 + 0.5} \times 100$$

$$\boxed{\gamma_{sat} = 2{,}100\ Kg./m^3}$$

PROBLEMA Nº 10.- Un metro cúbico de arena cuarzosa (S_S = 2.65) con una porosidad de 60%, se sumerge en un baño de aceite, que tiene un peso específico de 0.92 gr./cm^3. ¿Cuánta fuerza se requiere para prevenir que la arena se hunda, si el suelo contiene 0.27 m^3 de aire atrapado?

Solución:

i.) Hallando valores para el esquema de la arena cuarzosa.

Como: $n = 60\% \Rightarrow 0.60 = \frac{V_v}{V_m} \rightarrow V_v = (0.60)V_m$

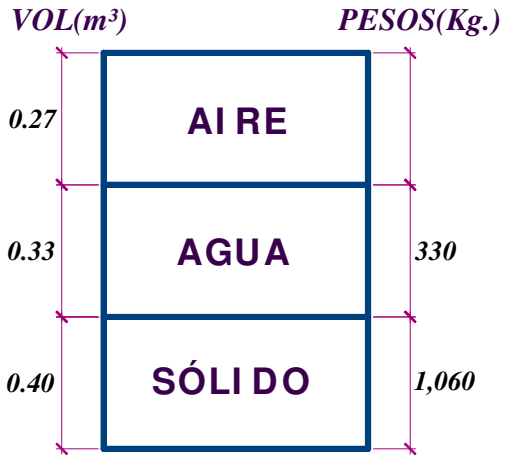
Se sabe que: $S_s = \dfrac{\gamma_s}{\gamma_w} = 2.65; \quad \gamma_s = 2.65 \times \gamma_w = 2{,}650 \ Kg./m^3$

$V_w = V_v - V_a = 0.60 - 0.27 = 0.33 \ m^3$

$V_s = V_m - V_v = 1 - 0.60 = 0.40 \ m^3$

$W_w = \gamma_w \times V_w = 1{,}000 \times 0.33 = 330 \ Kg.$

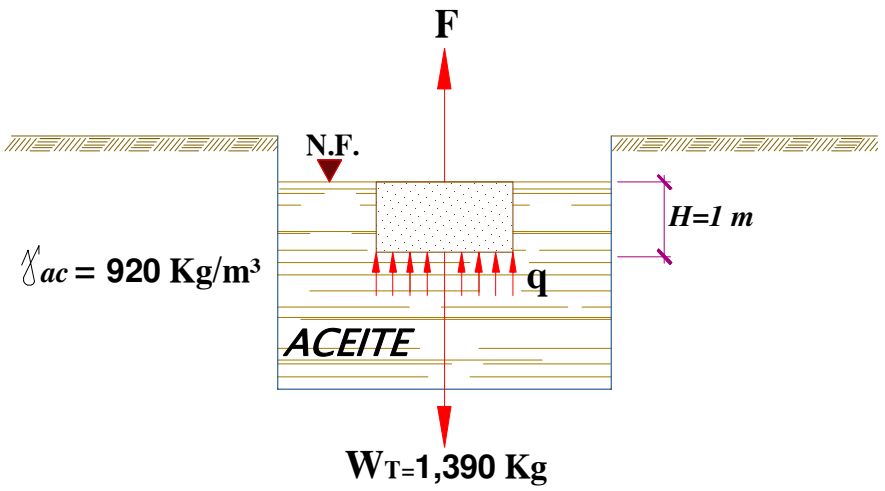
$W_s = \gamma_s \times V_s = 2{,}650 \times 0.40 = 1{,}060 \ Kg.$



ii.) El peso del cubo de arena será igual a:

$$W_T = W_w + W_s = 330 + 1{,}060 = 1{,}390 \ Kg.$$

iii.) Diagrama de C.L.



$$\sum F_y = 0 \ \rightarrow F + q - W_T = 0$$

$$F = W_T - q \text{.....(1)}$$

iv.) Determinando la fuerza "q"

$$p = \frac{q}{A} \Rightarrow \ q = p \times A \text{.....(2)}$$

Donde:

p = Presión del aceite en la parte inferior del cubo.

A = Área de la parte inferior del cubo.

$$p = \gamma_{aceite} \times H = 920 \ Kg./m^3 \times 1m^2 = 920 \ Kg./m$$

Reemplazando en (2) obtenemos "q":

$$q = 920\,Kg./m^2 \times 1m^2 = 920\,Kg.$$

Reemplazando en (1) hallamos la fuerza requerida para prevenir que la arena se hunda.

$$F = 1{,}390\,Kg. - 920\,Kg. = 470\,Kg.$$

$$\boxed{F = 470\,Kg.}$$

PROBLEMA Nº 11.- Se ha tallado en laboratorio una muestra cilíndrica un suelo inalterado, de 5 cm. de diámetro y 10 cm. de altura, los estudios realizados sobre esta muestra indicaron:
Peso de la muestra en estado natural 316.05 gr.
Peso de la muestra después de secada al horno durante 24 horas y a 110º C, 298 gr. Si la muestra era una arcilla se desea saber:
La relación de vacíos, porosidad, saturación, humedad, peso específico unitario seco, saturado y sumergido.
Solución:

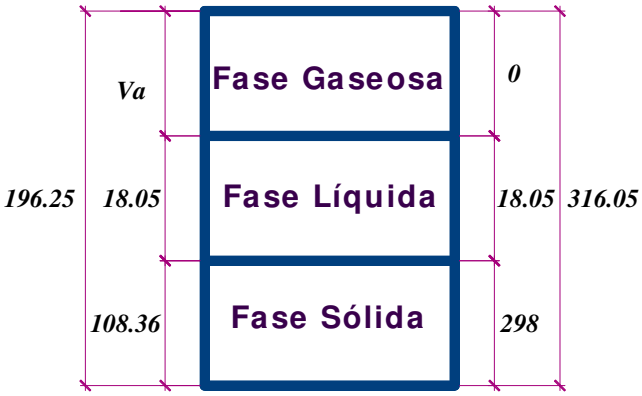
i.) Hallamos valores para graficar el esquema de la muestra cilindrica:

$$V_m = \frac{\pi(5)^2}{4} \times 10 = 196.25\ cm^3$$

$$W_w = W_m - W_s = 316.05 - 298$$

$$W_w = 18.05\ \ gramos$$

$$V_w = \frac{W_w}{\gamma_w} = 18.05\ cm^3$$



Como la muestra es una arcilla, el Ss para arcillas costeras es = 2.75

$$\gamma_s = S_S \times \gamma_w = 2.75 \times 1\,gr./cm^3$$

$$V_s = \frac{W_s}{\gamma_s} = \frac{298}{2.75} = 108.36\ cm^3$$

$$V_a = V_m - V_w - V_s = 196.25 - 108.36 - 18.05 = 69.84\ \ cm^3$$

ii.) Del esquema y aplicando las definiciones, tenemos:

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{87.89}{108.36} = 0.81; \qquad n = \frac{e}{1+e} = 0.45$$

$$G\% = \frac{V_w}{V_v} \times 100 = \frac{18.05}{87.89} \times 100 = 21\%$$

$$W\% = \frac{W_w}{W_s} \times 100 = \frac{18.05}{298} \times 100 = 6\%$$

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_m} = \frac{298}{196.25} = 1.52\ gr./cm^3$$

$$\gamma_{sat} = \frac{W_s + W_w}{V_m} = \frac{316.05}{196.25} = 1.61\ gr./cm^3$$

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = 1.61 - 1 = 0.61\ gr./cm^3$$

PROBLEMA Nº 12.- Hallar el grado de saturación y la densidad relativa, sabiendo que γ_m =1,600 Kg. /m^3, Ss = 2.67, W %= 15%, e_{max} = 1.20, $\gamma_{d\,max}$ = 1.668 gr./cm^3

Solución:

i.) La densidad relativa esta dad por la expresión siguiente:

$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \times 100 \text{.....(1)}$$

$$W\% = \frac{W_w}{W_s};\ \ Si\ hacemos;\ W_s = 1\,gr.$$

$$W_w = W\% \times W_s = 0.15\ gr.; \qquad V_s = \frac{W_s}{S_s \times \gamma_w} = \frac{1}{2.67} = 0.37\ cm^3$$

$$V_m = \frac{W_m}{\gamma_m} = \frac{1.15}{1.6} = 0.72\ cm^3$$

Con los datos obtenidos hallamos la relación de vacíos:

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{0.35}{0.37} = 0.94$$

De la expresión: $\gamma_{d\,\max} = \frac{S_s \times \gamma_w}{1 + e_{\min}}$; obtenemos e_{min}

$$e_{\min} = \frac{S_s \times \gamma_w}{\gamma_{d\,\max}} - 1 = \frac{2.67(1)}{1.668} - 1 = 0.60$$

Reemplazando los datos en (1):

$$D_r = \frac{1.20 - 0.94}{1.20 - 0.60} \times 100 = 0.43$$

$$\boxed{D_r(\%) = 43\%}$$

ii.) El grado de saturación esta dado por:

$$G(\%) = \frac{V_w}{V_v} = \frac{0.15}{0.35} \times 100 = 43\%$$

PROBLEMA Nº 13.- Demostrar la siguiente expresión: $D_r = \frac{\gamma_{d\max}}{\gamma_d} \times \frac{\gamma_d - \gamma_{d\min}}{\gamma_{d\max} - \gamma_{d\min}}$

Solución:

De la expresión: $\gamma_m = \frac{S_S + G \times e}{1+e} \times \gamma_w ; \quad Si \;\; G = 0$

$$\gamma_d = \frac{S_s \times \gamma_w}{1+e} \quad ; \quad \gamma_{d\max} = \frac{S_S \times \gamma_w}{1+e_{\min}} \; ; \quad \gamma_{d\min} = \frac{S_s \times \gamma_w}{1+e_{\max}}$$

Despejando la relación de vacíos de las expresiones anteriores:

$$e_{\max} = \frac{S_s \times \gamma_w}{\gamma_{d\min}} - 1 \quad ; \quad e_{\min} = \frac{S_s \times \gamma_w}{\gamma_{d\max}} \quad ; \quad e = \frac{S_s \times \gamma_w}{\gamma_d} - 1$$

La fórmula, determinada en laboratorio, de la Densidad Relativa es igual a:

$$D_r(\%) = \frac{e\max. - e}{e\max. - e\min.}(100)$$

Reemplazando datos en la expresión anterior:

$$D_r(\%) = \frac{\left(\frac{S_s \times \gamma_w}{\gamma_{d\min}} - 1\right) - \left(\frac{S_s \times \gamma_w}{d} - 1\right)}{\left(\frac{S_s \times \gamma_w}{\gamma_{d\min}} - 1\right) - \left(\frac{S_s \times \gamma_w}{\gamma_{d\max}} - 1\right)} \times 100$$

$$D_r(\%) = \frac{\frac{S_s \times \gamma_w}{\gamma_{d\min}} - \frac{S_s \times \gamma_w}{\gamma_d}}{\frac{S_s \times \gamma_w}{\gamma_{d\min}} - \frac{S_s \times \gamma_w}{\gamma_{d\max}}} \times 100 = \frac{\frac{\gamma_d S_s \gamma_w - S_s \gamma_w \gamma_{d\min}}{\gamma_{d\min}\gamma_d}}{\frac{\gamma_{d\max} S_S \gamma_w - \gamma_{\min} S_S \gamma_w}{\gamma_{d\min}\gamma_{d\max}}}$$

$$D_r = \frac{(\gamma_d S_s \gamma_w - S_s \gamma_w \gamma_{\min})\gamma_{d\max}}{(\gamma_{d\max} S_s \gamma_w - \gamma_{d\min} S_s \gamma_w)\gamma_w} \times 100$$

$$D_r = \frac{\gamma_{d\max}}{\gamma_d} \times \frac{\gamma_d - \gamma_{d\min}}{\gamma_{d\max} - \gamma_{d\min}} \times 100 \qquad Lqqd$$

WILBER CUTIMBO CHOQUE
wil-ber_2511@hotmail.com
Cel. 953686056

PROBLEMA Nº 14.- Una arena tiene e_{max}=0.97; e_{min}=0.45; una densidad Relativa de 40%; su Ss=2.68.

a) Calcule el γ_m (saturado) y γ_d para esa arena, tal como se encuentra.
b) Si un estrato de la arena en cuestión de 3m. de espesor inicial se compacta hasta llegar a un D_r = 65%. ¿Cuál será el espesor final al que llegue?
c) ¿Cuáles serán los nuevos valores de γ_d y γ_m, en las condiciones finales del inciso "b"?

Solución:

a) $$\gamma_m = \frac{S_s + e \times G}{1+e} \times \gamma_w \text{.....(1)}$$

$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} = \frac{0.97 - e}{0.97 - 0.45} = 0.40$$

de donde e=0.76; Si la arena esta saturada G=100% = 1

Reemplazando valores en (1)

$$\gamma_{sat} = \frac{2.68 + 0.76}{1.76} \times \gamma_w = \frac{3.44}{1.76} \times \gamma_w = 1.95\ Tn./m^3$$

Si la arena esta seca G = 0; reemplazando en (1)

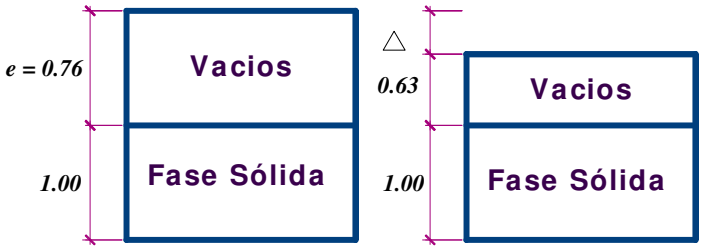
$$\gamma_d = \frac{2.68}{1.76}\gamma_w = 1.52\ Tn./m^3$$

b) Calculando la nueva relación de vacíos

$$0.65 = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} = \frac{0.97 - e}{0.52} \Rightarrow e = 0.63$$

El Vs será el mismo, antes y después de ser compactada, solamente varía el Vs que de 0.76 se reduce a 0.63

$Si\ V_s = 1, \Rightarrow$ La arena se reduce a la proporción de: $\frac{1.63}{1.76}$



c) Para las condiciones del inciso "b" tenemos:

Cuando el suelo está saturado G=100%; e=0.63
Reemplazando en (1):

$$\gamma_{sat} = \frac{S_s + e}{1+e} = \frac{2.68 + 0.63}{1.63} \times \gamma_w = 2.03\ Tn./m^3$$

Cuando el suelo esta seco G=0; reemplazando en (1)

$$\gamma_d = \frac{S_s}{1+e} \times \gamma_w = \frac{2.68}{1.63} \times 1\ Tn./cm^3 = 1.65\ Tn./m^3$$

PROBLEMA Nº 15.- Para determinar la Densidad Relativa de las arenas se usa un recipiente cilíndrico, cuyas medidas interiores son: diámetro 10.20 cm.; altura 11.70 cm. Se procedió a realizar una prueba y se obtuvieron los siguientes resultados:
Peso de arena seca sin compactar (estado más suelto) que entró en el recipiente hasta llenarlo 1,800 gr.
Peso de la arena seca compactada (estado más compactado) que entró en el recipiente hasta llenarlo, 1,950 gr. y Densidad Relativa = 40%; se pregunta:
¿Cuantos litros de agua son necesarios para saturar 1 metro cúbico de la arena que se estudió en su estado natural?

Solución:

i.) Peso específico seco en estado natural (γ_d)

$$V_m = \frac{\pi(10.20)^2}{4} \times 11.70 = 955.56\ cm^3$$

$$\gamma_{d\min} = \frac{W_s}{V_m} = \frac{1{,}800}{955.56} = 1.88\ gr./cm^3 \text{ (mayor incremento de vacíos)}$$

$$\gamma_{d\max} = \frac{W_s}{V_m} = \frac{1{,}950}{955.56} = 2.040\ gr./cm^3 \text{ (más compactado)}$$

Por otro lado, $D_r = \dfrac{\gamma_{d\max}(\gamma_d - \gamma_{d\min})}{\gamma_d(\gamma_{d\max} - \gamma_{d\min})}$; reemplazando valores:

$0.40 = \dfrac{2.04(\gamma_d - 1.88)}{\gamma_d(2.04 - 1.88)}$; despejando γ_d :

$$\gamma_d = 1.94\ Tn./m^3$$

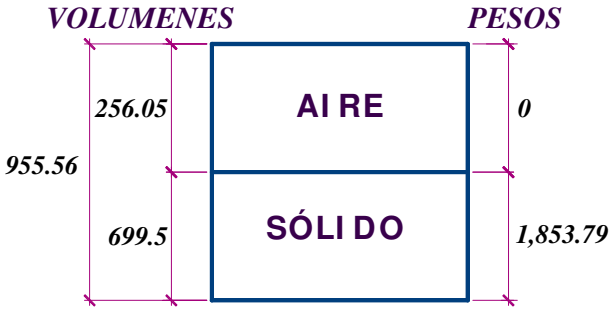
ii.) Esquema de la muestra de suelo seco

$$W_s = \gamma_d \times V_m = 1.94 \times 955.56 = 1{,}853.79\ gr.$$

El Ss para arenas es = 2.65

$$\gamma_s = S_s \times \gamma_w = 2.65\ gr./cm^3$$

$$V_s = \frac{W_s}{\gamma_s} = \frac{1{,}853.79}{2.65} = 699.5\ cm^3$$



Para saturar esta muestra se requiere que el V_a sea ocupada por el V_w

$$V_a = V_m - V_s = 955.56 - 699.5 = 256.06\ cm^3$$

Por consiguiente: $V_w = 256.06\ cm^3$

$$W_w = 256.06\ gr. \Rightarrow W_w = 0.256\ litros$$

iii.) Cantidad de agua necesaria para saturar 1 m^3 de la arena estudiada:
Volumen de la arena = 699.5 cm^3 = 0.0006995 m^3
Si para saturar 0.0006995 m^3 se requiere 0.256 lt. de agua
Para saturar 1 m^3 se requiere "X" lt. de agua

$$X = \frac{(1)0.256}{0.0006995} = 366\ litros$$

Cantidad de agua necesaria = 366 litros

CAPITULO II

PLASTICIDAD DE LOS SUELOS

1.- DEFINICIÓN.

Se define a la plasticidad, como la propiedad de un material por la cual es capaz de soportar deformaciones rápidas sin rebote elástico, sin variación volumétrica apreciable y sin demorarse ni agrietarse.

2.- ÍNDICE PLASTICO (IP).

$$Ip = L.L - L.P.$$

L. L. = Límite Líquido, frontera convencional entre los estados semilíquido y plástico; es el contenido de humedad, en porcentaje en porcentaje de peso del suelo seco.

L: P. = Límite Plástico, frontera convencional entre los estados plástico y semisólido; es el contenido de humedad mas bajo, para el cual el suelo comienza a fracturarse, cuando es amasado en rollitos de 3 mm. de diámetro.

3.- ECUACIÓN DE LA CURVA DE FLUIDEZ.

$$W = -F_W \text{ Log } N + C$$

W = Contenido de agua, porcentaje del peso seco.

FW = Índice de Fluidez, pendiente de la curva de fluidez, igual a la variación del contenido de agua, correspondiente a un ciclo de la escala logarítmica.

N = Número de golpes.

C = Constante que representa la ordenada en la abscisa de 1 golpe; se calcula prolongando el trazado de la curva de fluidez.

ÍNDICE DE FLUIDEZ

$$F_W = .\frac{\omega\% - L.P}{Ip} \qquad F_W = I_f$$

4.- ÍNDICE DE TENACIDAD.

$$T_W = \frac{I_p}{F_W} = Log\frac{S_2}{S_1}$$

S_1 = 25 gr./cm^3; resistencia al esfuerzo cortante de los suelos plásticos, en el Límite Líquido.

S_2 = Resistencia al esfuerzo cortante correspondiente al límite plástico, cuyo valor puede usarse para medir la tenacidad de una arcilla.

El índice de tenacidad varía entre el rango siguiente:

$$1 < T_W < 3$$

Es rara la vez que alcanza valores de 5 ó menores que 1.

5.- LIMITE DE CONTRACCIÓN (Lc).

Es la temperatura a partir de la cual el volumen de la muestra cesa de disminuir cuando su contenido de humedad decrece; es decir al llegar a un cierto contenido, el fenómeno de reatracción cesa y aunque el suelo siga perdiendo agua, su volumen permanece constante; al contenido de humedad en este momento, expresado en porcentaje de suelo seco se llama Límite de Contracción.

$$Lc.(\%) = \left(\frac{V_m}{V_S} - \frac{1}{S_S}\right).100 = \left(\frac{1}{S_d} - \frac{1}{S_S}\right).100$$

METODO DE PUBLIC ROADS ADMINISTRATION

$$Lc.(\%) = \frac{W_1 - W_S - (V_1 - V_2).\gamma_W}{W_S} x100$$

V_1 = Volumen de la muestra húmeda.
V_2 = Volumen de la muestra seca.
W_1 = Peso de la muestra húmeda.
W_S = Peso de la muestra seca.

PROBLEMAS RESUELTOS

***PROBLEMA Nº 1*.-** En una prueba de L. L. se obtuvieron los siguientes resultados:

Nº de golpes	28	22	12	7
W (%)	51.6	52.2	53.8	55.2

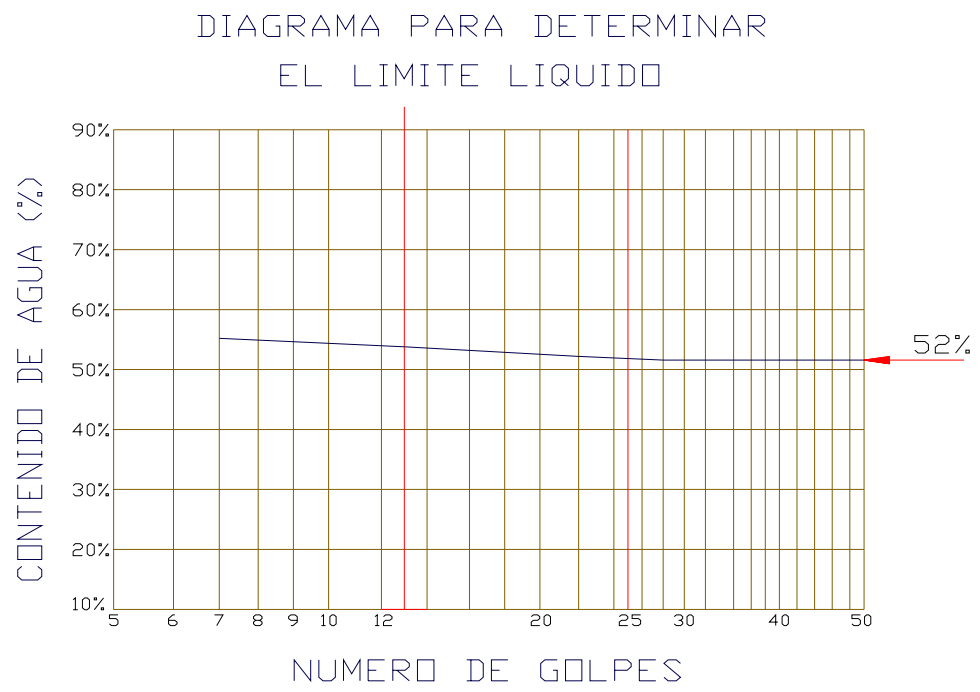
NOTA: A mayor humedad menor es el Nº de golpes que se requiere para cerrar la ranura en una distancia de 12.7 mm. De la muestra de suelo.

Se encontró, L. P. = 24.5 %
Calcule: L. L., I_P., F_W y T_W

Solución:

i) Determinamos el Límite Líquido, gráficamente con los contenidos de agua y los Nº de golpes correspondientes, los primeros como ordenadas y loa segundos como abscisas en escala logarítmica, es decir que se empleará papel semilogarítmico, donde los W (%) estarán en escala aritmética y el Nº de golpes en la escala semilogarítmica.
La ordenada de esa curva, correspondiente a la Abscisa de 25 golpes será el Límite Líquido del suelo.

L. L. = 52 %



ii) Índice Plástico (I_P)

I_P = L.L. – L.P. = 52 % - 24.5 % = 27.5 %

iii) Índice de Fluidez (F_W)

De la ecuación de la curva de fluidez: $W = -F_W \text{ Log } N + C$

Cuando N = 13 y W % = 53.8 %; obtenemos:

$$0.538 = -F_W \text{ Log } 13 + C$$

$$0.538 + F_W \text{ Log } 13 = C \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (1)$$

Cuando N = 28 y W % = 51.6 %; obtenemos:

$$0.516 = -F_W \text{ Log } 28 + C$$

$$0.516 + F_W \text{ Log } 28 = C \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (2)$$

Igualando (1) y (2):

$0.022 = F_W (\text{Log } 28 - \text{Log } 13) = F_W \text{ Log } (28/13) = F_W \text{ x } 0.333$

$$\Rightarrow F_W = 0.066$$

iv) Índice de Tenacidad (T_W)

$$T_W = \frac{I_P}{F_W} = \frac{0.275}{0.066} = 4.16$$

PROBLEMA Nº 2.- En un ensayo de Límite Líquido se obtienen los siguientes resultados:

Nº de golpes	9	15	22	30
W (%)	85	80	76	74

Se encontró que el Límite Plástico = 32 %
Calcular: El Límite Líquido, Índice Plástico, Índice de Fluidez (F_W) y el Índice de Tenacidad (T_W)

Solución:

i) Aplicando la Ecuación de Fluidez: $W = -F_W \text{ Log } N + C$
Cuando N = 30 y W % = 74 %; obtenemos:

$$0.74 = -F_W \text{ Log } 30 + C$$

$$0.74 + F_W \text{ Log } 30 = C \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (1)$$

Cuando N = 15 y W % = 80 %; obtenemos:

$$0.80 = -F_W \text{ Log } 15 + C$$

$$0.80 + F_W \text{ Log } 15 = C \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (2)$$

Igualando (1) y (2):

$$0.06 = F_W (\text{Log } 30 - \text{Log } 15) = F_W \text{ Log } (30/15) = F_W \text{ x Log } 2$$

$$\Rightarrow \qquad F_W = 0.2$$

ii) Límite Líquido:
Cuando N = 25 y W % = L.L.; obtenemos:

$$L.L. = -0.2 \text{ x Log } 25 + C \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (3)$$

Cuando N = 15 y W % = 80 %; obtenemos:

$$0.80 = -0.2 \text{ x Log } 15 + C \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (4)$$

Igualando (3) y (4):

$$L.L. - 0.80 = 0.2 \text{ x Log } (15/25)$$
$$\Rightarrow L.L. = 75\ \%$$

iii) Índice Plástico:

$$I_P = L.L. - L.P. = 75\ \% - 32\ \% = 43\ \%$$

iv) Índice Tenacidad:

$$T_W = \frac{I_P}{F_W} = \frac{0.43}{0.20} = 2.15$$

PROBLEMA Nº 3.- En una prueba de Límite Líquido y Límite Plástico se obtuvieron los siguientes resultados:

LÍMITE LÍQUIDO

Ensayo	Nº de Golpes	Peso Cápsula + Suelo Húmedo (gramos)	Peso Cápsula + Suelo Seco (gramos)	Peso Cápsula (gramos)
1	35 – 35	35.77	22.48	14.15
2	24 – 25	36.55	24.40	16.85
3	15 – 16	33.42	21.03	43.45
4	7 - 8	35.17	21.65	13.50

LÍMITE PLÁSTICO

Ensayo	Nº de Golpes	Peso Cápsula + Suelo Húmedo (gramos)	Peso Cápsula + Suelo Seco (gramos)	Peso Cápsula (gramos)
1	-	17.30	16.00	13.95
2	-	16.86	15.50	13.48

Calcule el Límite Líquido y el Límite Plástico.

Solución:

i) Para la determinación del L. L., hallaremos los contenidos de agua para los respectivos ensayos:

Para el ensayo # 1:

Wm =35.77 – 14.15 = 21.62 gr.

W_S = 22.48 – 14.15 = 8.33 gr.

W_W = Wm - W_S = 13.29 gr.

$$W\% = \frac{W_W}{W_S} = \frac{13.29}{8.33} = 1.595 \Rightarrow W\% = 159.5\%$$

Ensayo # 2:

$$W\% = \frac{W_W}{W_S} = \frac{12.15}{7.55} = 1.60 \Rightarrow W\% = 160\%$$

Ensayo # 3:

$$W\% = \frac{W_W}{W_S} = \frac{12.39}{7.58} = 1.63 \Rightarrow W\% = 163\%$$

Ensayo # 4:

$$W\% = \frac{W_W}{W_S} = \frac{13.52}{8.15} = 1.66 \Rightarrow W\% = 166\%$$

El Límite Líquido se determina, conociendo estos 4 contenidos de agua diferentes en su densidad, con los correspondientes números de golpes y trazando la curva contenido de agua – número de golpes; es decir que se utilizará el diagrama dado en el PROBLEMA Nº 1.

La ordenada correspondiente a la abscisa de 25 golpes (de la curva de flujos) es el contenido de agua correspondiente al Límite Líquido que buscamos.

L.L. = 161 %

Wm = 17.30 – 13.95 = 3.35

W_S = 16.00 – 13.96 = 2.05

W_W = 3.35 – 2.05 = 1.30

ii) Límite Plástico:

$$W_1\% = \frac{W_W}{W_S} = \frac{1.30}{2.05} = 0.63 = 63\% \qquad W_1\% = \frac{W_W}{W_S} = \frac{1.36}{2.02} = 0.67 = 67\%$$

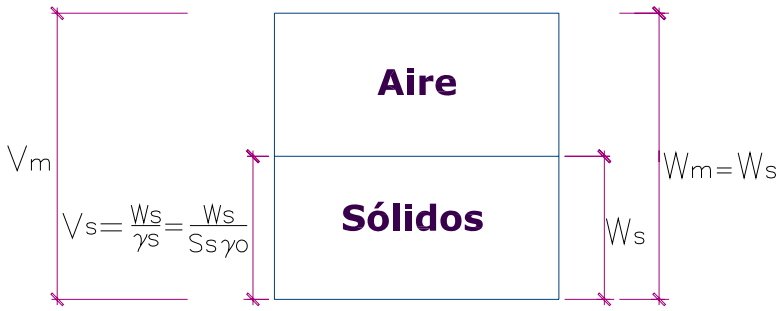
$$L.P. = \frac{0.63 + 0.67}{2} = 0.65$$

L.P. = 65%

PROBLEMA Nº 4.- Deducir las expresiones para la determinación del Límite de la Contracción.

Solución:

Teniendo en cuenta que la gran mayoría de los suelos, no presentan prácticamente disminución del volumen durante el proceso de secado, abajo del Límite de Contracción, se puede medir el peso y volumen de una muestra de suelo totalmente seca, en tal momento puede decirse que el Límite de Contracción sería la humedad de la muestra seca, si tuviese sus vacíos llenos de agua.



De la figura:

$$Lc\,\% = \frac{\left(V_m - \frac{W_S}{S_S \gamma_0}\right) x \gamma_0}{W_S}(100) = \left(\frac{V_m \gamma_0}{W_S} - \frac{1}{S_S}\right)100$$

Si $W_m = W_S \Rightarrow$ $$L_C\,\% = \left(\frac{\gamma_0}{\frac{W_S}{V_m}} - \frac{1}{S_S}\right)100 = \left(\frac{\gamma_0}{\gamma_d} - \frac{1}{S_S}\right)100$$

Como es un suelo seco $\Rightarrow$ $\gamma_m = \gamma_d$

$$L_C\,\% = \left(\frac{\gamma_0}{\gamma_m} - \frac{1}{S_S}\right)100 = \left(\frac{1}{\frac{\gamma_m}{\gamma_0}} - \frac{1}{S_S}\right)100$$

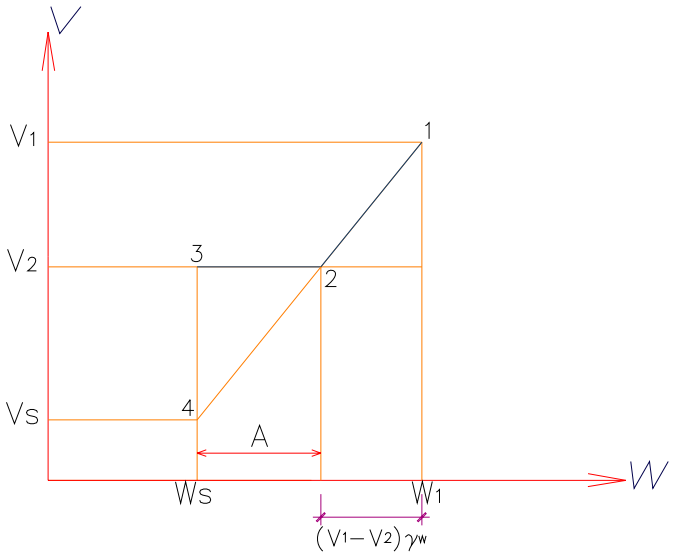
$$L_C\,\% = \left(\frac{1}{S_m} - \frac{1}{S_S}\right)100$$

Límite de contracción según el PUBLIC ROADS ADMINISTRATION.

La relación de disminución de peso al perderse agua durante el secado, respecto a la correspondiente perdida de volumen, es una recta con 45º de inclinación, para humedades superiores al límite de Contracción.

En el gráfico siguiente; (2) representa el límite de contracción del suelo, obtenido secándolos desde las condiciones iniciales (1). Al proseguir el secado, hasta el secado total (3), ya no hay prácticamente variación volumétrica.

Grafico para obtener el Límite de Contracción según el P. R. A.



Donde:

V_1 = Volumen de la muestra húmeda.
V_2 = Volumen de la muestra seca.
W_1 = Peso de la muestra húmeda.
W_S = Peso de la muestra seca.

De la figura aplicando la definición del contenido de agua, obtenemos el Límite de Contracción:

$$L_C(\%) = 100\frac{A}{W_S} = 100 \times \frac{W_1 - W_S - (V_1 - V_2)\gamma_W}{W_S}$$

PROBLEMA Nº 5.- El Límite de contracción de un suelo es de 18.4 %. Si 1pie cúbico de muestra saturada, con un contendido de humedad de 27.4% se contrae por secado, cual será el volumen a una humedad de 13.8 %.

Desprecie la contracción residual y asuma que el peso específico relativo de solidos es 2.72.

Solución:

i) Por formula:

$$L_C(\%) = 100 \times \frac{W_1 - W_S - (V_1 - V_2)\gamma_W}{W_S}$$

También:

$$L_C(\%) = W\% - \frac{(V_1 - V_2)\gamma_W}{W_S}; \quad \text{W\% = Cont. De agua.}$$

$$L_C(\%) = W - \frac{(V_1 - V_2)\gamma_W}{V_S \times \gamma_S} = W - \frac{(V_1 - V_2)}{V_S \times S_S} \quad \cdots\cdots\cdots\

Por otro lado Tenemos: $V_m = V_V + V_S$

Donde: $V_V = e \times V_S \quad \Rightarrow \quad V_m = e \times V_S + V_S = (1+e)V_S$ ..... (2)

En suelos saturados tenemos:

$e = S_S.W\% = 2.72 \times 0.274 = 0.75$; $\qquad V_m = 1 pie^3$

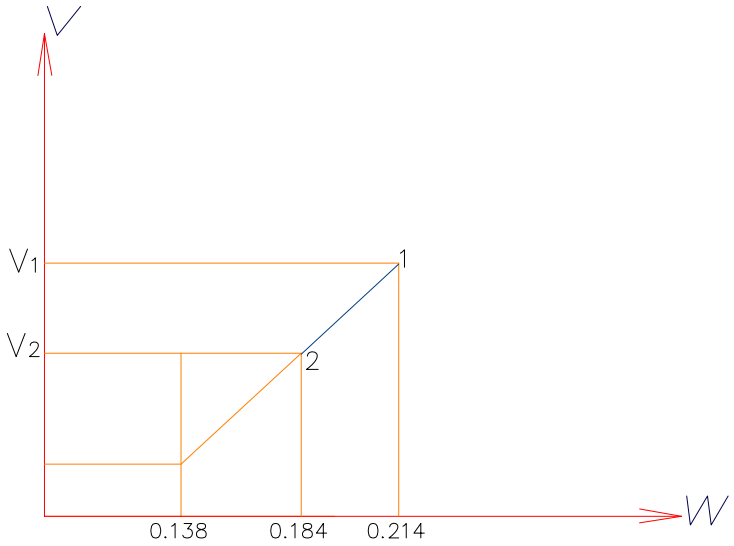
Reemplazando en (2):

$1 = (1+0.75)V_S \qquad \Rightarrow \qquad V_S = 0.572\, pie^3$

ii) Reemplazando (1) y despejando V_2, obtenemos el volumen de la muestra:

$$0.184 = 0.274 - \frac{(1-V_2)}{0.572 \times 2.72} \qquad \Rightarrow \qquad V_2 = 0.86\, pie^3$$

$\boxed{V_2 = 24{,}350 cm^3}$



PROBLEMA Nº 6.- Se constata que un cierto suelo saturado disminuye su humedad hasta llegar al Límite de Contracción. La muestra saturada pesa 90 gr. y su W% = 41%. Después de la desecación total llega a tener un volumen de 31 cm^3. Calcular el Límite de Contracción para cuando $S_S = 2.70$.

Solución:

i) Por fórmula:

$$Lc(\%) = = \left(\frac{V_m \gamma_0}{W_S} - \frac{1}{S_S} \right) 100 \quad \text{..... (1)}$$

En suelos saturados: $e = W\%.S_S = 0.41 \times 2.70 = 1.11$;

También: $V_V = e \times V_S = 1.11 \times 31 = 34.4 cm^3$

$V_m = V_V + V_S = 34.4 + 31 = 65.4 cm^3$

$$W_S = \frac{W_m}{1+W\%} = \frac{90 gr.}{1+0.41} = 63.8 gr.$$

ii) Reemplazando valores en (1) obtenemos el Lc.

$$Lc\% = \left(\frac{65.4cm^3.1\,gr./cm^3}{63.8gr.} - \frac{1}{2.70} \right) 100$$

$$Lc\% = 65\%$$

CAPITULO III

CLASIFICACIÓN DE SUELOS

Los métodos más comunes, empleados para clasificar suelos son los siguientes:

I. La plantada por: "American Association of State Highway Officials" (AASHO).
II. Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).
III. Clasificación triangular de "Public Roads Administration"

I. CLASIFICACIÓN AASHO

Divide a los suelos en dos campos:

a) SUELOS GRUESOS, Son aquellos que pasan por el tamiz Nº 200 el 35% o menos.
b) SUELOS FINOS, o materiales limos arcillosos, son aquellos que pasan por el tamiz Nº 200 más del 35%.

Por otro lado, este método divide a los suelos en 7 grupos y 8 subgrupos. Para el manejo de esta clasificación, el cuadro Nº 1, explica los pasos a seguir.

INDICE DE GRUPO (IG).- Para utilizar este método es necesario conocer el (IG), que permite determinar la cantidad del suelo.
El (IG), se coloca entre paréntesis; por ejemplo A-2-6 (4), quiere decir un suelo A-2-6 cuyo índice de grupo es 4.
El (IG) se determina mediante la fórmula empírica siguiente:

$$\boxed{(IG) = 0.2a + 0.005ac + 0.01bd}$$

Donde:
a = Porcentaje que pasa el tamiz Nº 200, comprendido entre 35% mínimo y 75% máximo. Se representa solo en número entero y varía de 0 a 40.
b = Porcentaje que pasa el tamiz Nº 200, comprendido entre 15% como mínimo y 55% como máximo. Se representa en número entero, varía de 0 a 40.
c = Parte del Límite Líquido, comprendido entre 40% como mínimo y 60% como máximo. Se representa en número entero y varía de 0 a 20.
d = Parte del Índice de Plasticidad, comprendido entre 10% como mínimo y 30% como máximo. Se representa en número entero y varía de 0 a 20.

El (IG) también se puede hallar por medio de gráficos.(Fig 2)

CUADRO Nº 1

CLASIFICACIÓN DE SUELOS SEGÚN AASHTO

CLASIFICACIÓN GENERAL	SUELOS GRANULARES (MAX. 35% PASA LA MALLA Nº 200)							SUELOS LIMO - ARCILLA (MAS 35% PASA LA MALLA Nº 200)			
GRUPOS	A -1		A - 3	A -2				A - 4	A - 5	A - 6	A - 7
SUBGRUPOS	A - 1 - a	A - 1 - b		A - 2 - 4	A - 2 - 5	A - 2 - 6	A - 2 - 7				A - 7 - 5 A - 7 - 6
% QUE PASA TAMIZ Nº 10 Nº40 Nº 200	 MAX. 50 MAX. 30 MAX. 15	 MAX. 50 MAX. 25	 MIN. 51 MAX. 10	 MAX. 35	 MAX. 35	 MAX. 35	 MAX. 35	 MIN. 36	 MIN. 36	 MIN. 36	 MIN. 36
Características del material que pasa el tamiz Nº 40 LÍMITE LÍQUIDO ÍNDICE DE PLASTICIDAD	 MAX. 6	 MAX. 6	 N,P,	 MAX. 40 MAX. 10	 MIN. 41 MAX. 10	 MAX. 40 MIN. 11	 MIN. 41 MIN. 11	 MAX. 40 MAX. 10	 MIN. 41 MAX. 10	 MAX. 40 MIN. 11	 MIN. 41 MIN. 11
ÍNDICE DE GRUPO	0	0	0	0	0	MAX. 4	MAX. 4	MAX. 8	MAX. 12	MAX. 16	MAX. 20
PRINCIPALES MATERIALES CONSTITUYENTES	GRAVAS Y ARENAS		ARENAS FINAS	GRAVAS Y ARENAS LIMOSAS Y ARCILLOSAS				SUELOS LIMOSOS		SUELOS ARCILLOSOS	

Nota: El grupo (A - 7) es subdividido en (A - 7 - 5) o (A - 7 - 6), del límite plástico:
Si el L.P. ≥ 30, la clasificación es (A - 7 - 5)
Si el L.P.< 30, la clasificación es (A - 7 - 6)

FIGURA – 1.- VARIACIÓN DE LOS VALORES DEL LIMITE LIQUIDO E INDICE DE PLASTICIDAD PARA LOS GRUPOS DE SUELO A-4, A-5, A-6, A-7

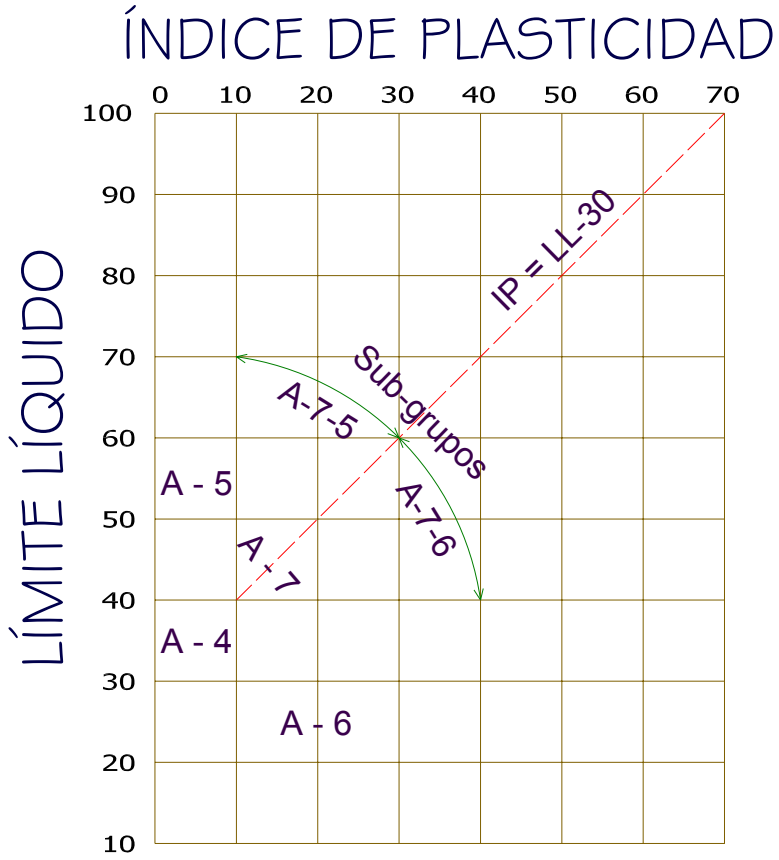
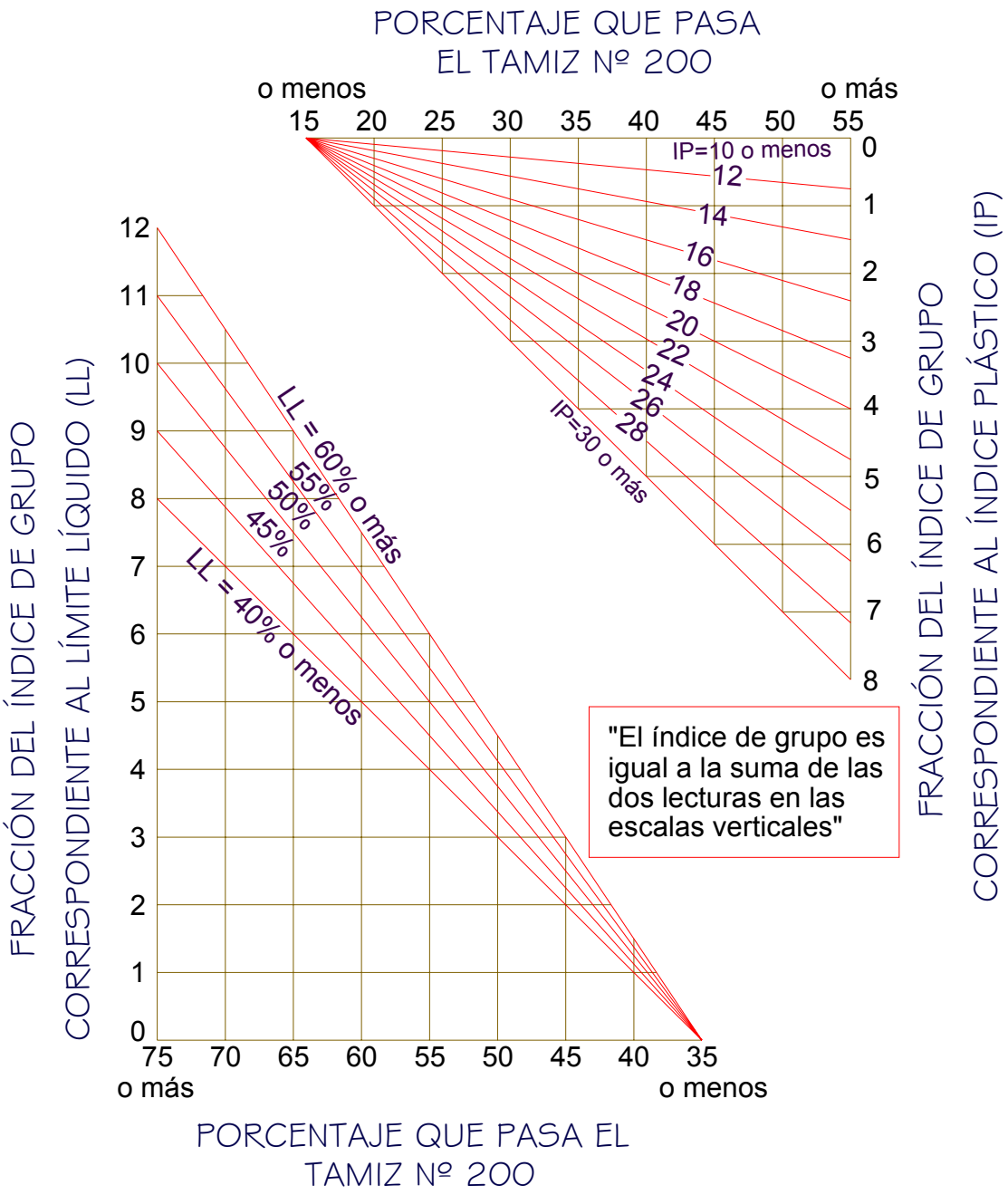


FIGURA – 2.- DIAGRAMA PARA OBTENER EL INDICE DE GRUPO DEL SUELO



PROBLEMAS RESUELTOS

PROBLEMA Nº 1.- Una muestra de suelo orgánico, tiene las siguientes características:

Tamaño (mm.)	% que pasa
1.00	96
0.074	71
0.050	67
0.005	31
0.002	19

Límite Líquido = 53%
Límite Plástico = 22%

¿Cuál es su clasificación por el método AASHO?

Solución:

i.) Determinación del (IG)

$$IG = 0.2a + 0.005ac + 0.01bd \ldots\ldots\ldots\ldots (1)$$

Para hallar a, b, c, d, emplearemos la siguiente "CLAVE PARA LA CLASIFICACIÓN AASHO"

Porcentaje que pasa por el tamiz Nº 200

0	a	40
35%(min.)		75%(máx.)

Porcentaje que pasa por el tamiz Nº 200

0	b	40
15%(min.)		55%(máx.)

Límite Líquido

0	c	40
40%(min.)		60%(máx.)

Límite Plástico

0	d	40
10%(min.)		30%(máx.)

Porcentaje que pasa el tamiz Nº 200 (0.074 mm.) = 71%; por tanto tenemos:
a = 71% - 35% = 36%
b = 40%
c = 53% - 40% = 13%
d = 22% - 10% = 12%

Reemplazando en (1):

$$IG = 0.2(36) + 0.005(36)(13) + 0.01(40)(12) = 14.34$$

Como lo Índices de Grupo, sólo deben expresarse en números enteros, tenemos que:

$$IG = 14.34 = 14$$

Determinando "gráficamente" el (IG): (Fig. 2)
Para, L.L. = 53%, la fracción del (IG) es = 9.7
Para, I.P. = 22%, la fracción del (IG) es = 4.7
Sumando:

$$IG = 9.7 + 4.7 = 14.4 = 14$$

ii.) Clasificando el suelo; utilizando el cuadro Nº 1, procediendo a observar el cuadro de izquierda a derecha por eliminación cuando los datos no coinciden; se determina que el suelo es:

(A – 7)

Determinando si es, (A – 7 – 5) ó (A – 7 – 6):
Si L.P. ≥ 30, la clasificación es A – 7 – 5
Si L.P. < 30, la clasificación es A – 7 – 6

En nuestro problema:

$$L.P. = 53 - 23 = 31$$

Considerando el índice de grupo, la clasificación del suelo es:

$$\boxed{A - 7 - 5(14)}$$

PROBLEMA Nº 2.- Clasificar los siguientes suelos de acuerdo al sistema AASHO, cuyos análisis de laboratorio han arrojado los siguientes resultados:

MALLA	% QUE PASA		
	A	B	C
2"	94.85	-	-
1 1/2"	66.49	-	-
1"	50.53	-	-
3/4"	39.91	-	-
3/8"	28.93	100	-
Nº 4	24.62	98	-
Nº 10	22.49	89	-
Nº 20	21.34	80	100
Nº 40	17.02	73	99.32
Nº 100	9.64	19	93.27
Nº 200	7.58	6	82.70
L.L.	24%	-	26%
L.P.	17%	-	17%

Solución:

i.) Suelo "A"

$$I.P. = L.L. - L.P. = 24 - 17 = 7\%$$

Porcentaje que pasa en el tamiz Nº 200 = 7.58%

$$IG = 0.2a + 0.005ac + 0.01bd.....(1)$$

Donde:
a = 0
b = 0
c = 0
d = 0

Reemplazando en (I):

IG=0
Con los datos, clasificamos el suelo, usando el Cuadro Nº 1, de izquierda a derecha y descartando, cuando los datos no coincidan; hallamos que es un suelo:

$$\boxed{A-2-4(0)}$$

ii.) Suelo "B"
Porcentaje que pasa en el tamiz Nº 200 = 6%: por tanto:
a = 0
b = 0
c = 0
d = 0

Reemplazando en (1): $\Rightarrow (IG) = 0$
Utilizando el cuadro Nº 1, se determina que es un suelo: (A-3)
Considerando el (IG) ya encontrado, la respuesta es:

$$\boxed{A-3(0)}$$

iii.) Suelo "C"

$$I.P. = L.L. - L.P. = 26 - 17 = 9\%$$

Porcentaje que pasa en el tamiz Nº 200 = 82.7%; por tanto:
a = 40
b = 40
c = 0
d = 0

Reemplazando en (1): $\Rightarrow (IG) = 8$
Utilizando el cuadro Nº 1, se determina que es un suelo: (A - 4)
Considerado el (IG), la respuesta es:

$$\boxed{A-4(8)}$$

II. SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS (SUCS)

Divide a los suelos en dos grupos:

a) SUELOS DE PARTICULAS GRUESAS, Son aquellas en que mas del 50% son retenidos en el tamiz Nº 200. Este suelo a su vez se subdivide en gravas y arenas.
b) SUELOS DE PARTÍCULAS FINAS, Son aquellos en que más del 50%, pasa el tamiz Nº 200.

Para el método del "SUCS", se utiliza el cuadro Nº 2, donde básicamente aparece la carta de plasticidad de Casagrande.

CURVA GRANULOMETRICA.- La gráfica granulométrica, suele dibujarse con los porcentajes como ordenada y los tamaños de las partículas como abscisas.
Las ordenadas, se refieren a porcentaje en peso de las partículas menores que el tamaño correspondiente.

CARACTERÍSTICAS DE LA CURVA GRANULOMÉTRICA

1) Coeficiente de Uniformidad (Cu)

$$C_U = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

Para gravas bien graduadas (GW):
Cu > 4
Para arenas bien graduadas (SW):
Cu > 6

2) Coeficiente de Curvatura (Cc)

$$C_C = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$$

Para suelos bien graduados (W):
Entre 1 y 3

D_{60} = Tamaño tal que, el 60% en peso del suelo, sea igual o menor.
D_{10} = Tamaño tal que, sea igual o mayor que el 10% en peso del suelo, llamado por HAZEN, Diámetro Efectivo.
D_{30} = Se define análogamente que los anteriores.

Nombre	Suelos, Gruesos, Tamaño
Gravas	Más de la mitad de la fracción de material grueso queda retenida en el tamiz Nº 4. Tamiz Nº 4 (4.76 mm.) a 3 pulg. (7.6 cm.)
Arenas	Más de la mitad de la fracción de material grueso pasa el tamiz Nº 4. Tamiz Nº 200 (0.074 mm.) a Tamiz Nº 4 (4.76 mm.)

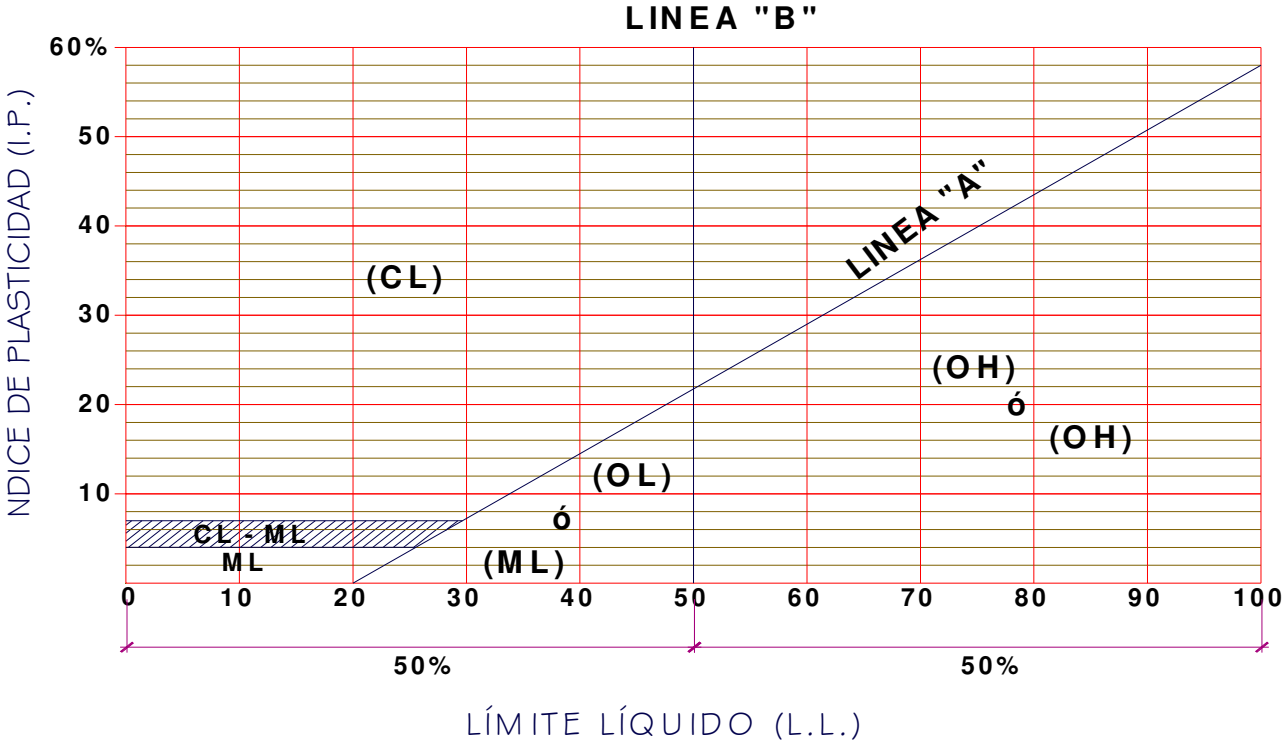
WILBER CUTIMBO CHOQUE
wil-ber_2511@hotmail.com
Cel. 953686056

CUADRO Nº 2

CARTA DE PLASTICIDAD

PARA CLASIFICACIÓN DE SUELOS DE PARTICULAS FINAS

ECUACIÓN LINEA "A" I.P. = 0.73 (L.L. - 30)



> En mecánica de suelos, cada nuevo caso es un problema de investigación. Esto es uno de sus grandes encantos. No es un campo dogmático de la profesión de Ingeniería, sino que es un reto intelectual sistemático, es un ejercicio de la imaginación y de la inteligencia, de la prudencia y del sentido de la observación…
>
> N. Carrillo

PROBLEMA Nº 3.- Una muestra de suelo tiene las siguientes características:
Porcentaje que pasa por el tamiz Nº 200 = 75%
Límite Líquido (L.L.) = 69%
Límite Plástico (L.P.) = 29%
¿Cuál será su clasificación según SUCS?

Solución:

i.) Porcentaje que pasa por el tamiz Nº 200 = 75%, por tanto determinamos que se trata de un suelo de Partículas Finas.

ii.) Índice de Plasticidad:

$$I.P. = L.L. - L.P. = 69\% - 29\% = 40\%$$

iii.) Se clasifica el suelo entrando a la carta de Plasticidad, (Cuadro Nº 2), con 69% de L.L. y 40% de I.P. De donde obtenemos que la clasificación pertenece a una muestra de suelo:

$$\boxed{CH}$$

Es decir que se trata de una arcilla inorgánica de alta plasticidad

PROBLEMA Nº 4.- Un suelo denominado (M-1), pasa por el tamiz Nº 200 el 67%, su L.L. es 65%, el I.P. = 30%. ¿Cuál es su clasificación?

Solución:

i.) El porcentaje que pasa el tamiz Nº 200 es más del 50%, por tanto es un suelo de Partículas Finas.

ii.) Entrando en la carta de Plasticidad con L.L. = 65% y el I.P. = 30%.

Determinamos que el suelo (M-1) es:

$$\boxed{OH}$$

Se trata de una arcilla orgánica de media a alta plasticidad.

La respuesta pudo haber sido también (M-1), pero si no hay otras consideraciones que precisen al suelo, generalmente a los suelos cuya clasificación caen por debajo y cerca de la línea "A", se atribuyen que pertenecen al grupo (OH)

PROBLEMA Nº 5.- Clasificar el siguiente suelo:

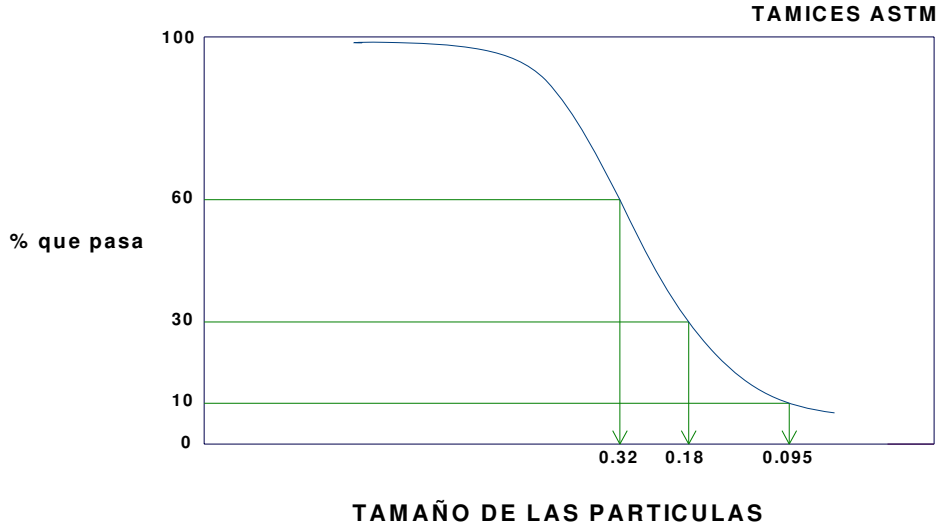
Malla Nº	% que pasa
Nº 4	100
Nº 10	91
Nº 20	82
Nº 40	75
Nº 100	21
Nº 200	4

Solución:

i.) Porcentaje retenido en el tamiz Nº 200 = 96%, por tanto se trata de un suelo de Partículas Gruesas.

ii.) El porcentaje que pasa en el tamiz Nº 4, es más del 50%, específicamente el 100%, por tanto se trata de un suelo arenoso (S).

iii.) Para determinar si es arena bien graduada (SW) o mal graduada (SP), se procede a graficar la curva granulométrica:



De la curva granulométrica:
$D_{10} = 0.095$
$D_{30} = 0.18$
$D_{60} = 0.32$

Se aplican las fórmulas:

$$C_U = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0.32}{0.095} = 3.36 \Rightarrow C_U = 3.36$$

$$C_C = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} = \frac{(0.18)^2}{(0.095)(0.32)} = 1.06 \Rightarrow C_C = 1.06$$

Como el Cu < 6; determinamos que es una arena mal graduada, por tanto su clasificación es:

$$\boxed{SP}$$

Es decir que se trata de una arena mal graduada o pobremente graduada.
Si por ejemplo Cu > 6 y Cc entre 1 y 3; entonces seria un suelo:
(SW), Arena bien graduada

PROBLEMA Nº 6.- Clasifique el siguiente suelo:
90% del material pasa por la malla Nº 4.
El 8% del material pasa la malla Nº 200.
De la curva granulométrica: Cu = 8; Cc = 2
En la fracción fina: L.L.= 45%; I.P. = 14%
Solución:

i.) Como el 8% pasa la malla Nº 200, es retenido el 92%, por tanto se trata de un suelo de Partículas Gruesas.
ii.) En la malla Nº 4, pasa más de la mitad de la fracción del material, específicamente el 90%, por tanto se trata de un material arenoso (S).
iii.) También, Cu = 6 y Cc entre 1 y 3, por tanto determinamos que es una arena bien graduada (SW).

Nota: A los suelos comprendidos entre el 5% y el 12% que pasan el tamiz Nº 200, son casos de frontera o intermedios, que requieren el empleo de signos dobles.

iv.) Clasificaremos la parte fina del material, entrando a la Carta de Plasticidad (Cuadro Nº 2), con I.P.= 14% y L.L.= 45%. Determinamos que es un material: (ML) Limo inorgánico, arena muy fina, polvo de roca.
Por tanto concluimos que la clasificación del suelo es:

$$\boxed{SW - SM}$$

Es decir que se trata de una arena bien graduada, con un contenido fino entre 5% y 12% de limo inorgánico.

PROBLEMA Nº 7.- Clasificar los siguientes suelos de acuerdo a los sistemas (AASHO) y (SUCS). Cuyos análisis del laboratorio han arrojado los siguientes resultados:

MALLA	% QUE PASA		
	A	B	C
2”	94.85	-	-
1 1/2"	66.49	-	-
1”	50.53	-	-
3/4"	39.91	-	-
3/8”	28.93	100	-
Nº 4	24.62	98	-
Nº 10	22.49	89	-
Nº 20	21.34	80	100
Nº 40	17.02	73	99.32
Nº 100	9.64	19	93.27
Nº 200	7.58	6	82.70

	A	B	C
L.L.	24%	-	26%
L.P.	17%	-	17%

Solución:
Siguiendo el mismo análisis hechas por las clasificaciones en los anteriores problemas, y mediante la utilización de los Cuadros Nº 1 y 2, así como los gráficos respectivos; se han clasificado los suelos “A”, “B” Y “C”, obteniéndose las siguientes respuestas:

Suelo “A”
AASHO A – 2 – (0) = Gravas, arenas limosas y arcillosas.
SUCS GP – G – CL = Grava mal graduada, con un contenido fino entre 5% y 12% de arcilla inorgánica de baja a mediana plasticidad.

Suelo “B”
AASHO A – 3 – (0) = Arena fina.
SUCS SP = Grava mal graduada, con un contenido fino entre 5% y 12%.

Suelo “C”
AASHO A – 4 – (8) = Suelos Limosos.
SUCS CL = Arcilla inorgánica de baja a mediana plasticidad, arcilla limosa.

PROBLEMA Nº 8.- Clasificar por AASHO y por SUCS, las muestras de suelo que aparecen en el cuadro siguiente:

TAMIZ	Muestras del suelo, Porcentaje que pasa (%)				
	A	B	C	D	E
3/4”	93	-	-	-	-
1/2"	82	-	-	-	-
3/8”	73	-	-	-	-
1/4"	-	-	100.00	-	-
Nº 4	60	-	99.7	-	-
Nº 10	49	100.00	95.80	-	-
Nº 20	42	95.80	93.5	-	-
Nº 30	-	91.7	89.7	-	-
Nº 40	37	86.1	63.9	94	86
Nº 60	34	76.1	80.0	89	-
Nº 100	29	66.4	68.9	82	-
Nº 200	26	56.8	48.9	76	9

	A	B	C	D	E
L.L.	27%	22.1%	17.1%	40	N.P.
L.P.	19%	17.4%	N.P.	-	-
I.P.	-	-	N.P.	12	N.P.

Solución:
Clasificando los suelos “A”, “B”, “C”, “D” y “E”, se han tenido los siguientes resultados:

Suelo “A”
AASHO A – 2 – 4 (0)= Gravas, arenas limosas y arcillosas.
SUCS GC = Grava arcillosa.

Suelo “B”
AASHO A – 4 (4) =Suelo Limoso.
SUCS CL – ML =Limo y arcilla inorgánica, arenas y arcillas limosas, con baja plasticidad.

Suelo “C”
AASHO A – 4 (3) = Suelo Limosos.
SUCS SM = Arenas limosas, mezclas mal graduadas de arena y limo.

Suelo “D”
AASHO A – 6 (0) = Suelo Limosos.
SUCS OL = Limo orgánico y arcilla limosa orgánica, de baja plasticidad.

Suelo “E”
AASHO A – 3 (0) = Arena fina.
SUCS SP = Arena mal graduada, con un contenido fino del 5% al 12%.

PROBLEMA Nº 9.- Las siguientes son descripciones de suelos reales, asigne el símbolo que le corresponde a cada suelo en el SUCS.

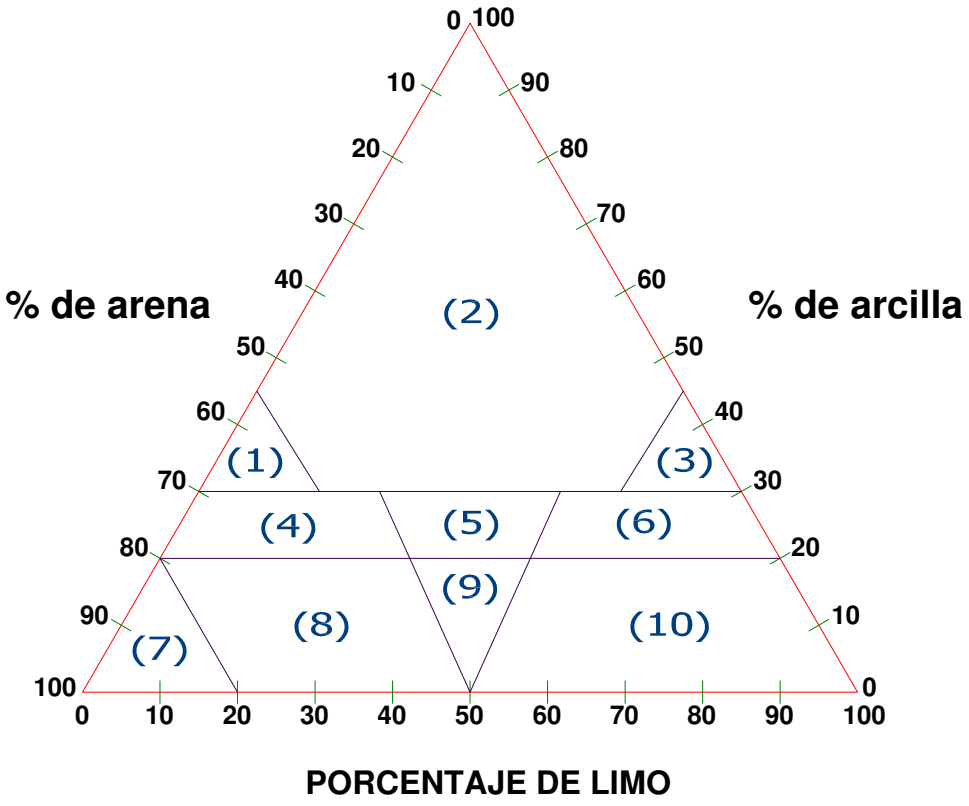
a. Grava muy arenosa, limpia densa……GW

b. Arcilla limosa de color gris con arena y grava muy rígida, L.L. = 30%; L.P.=18%.....CL
c. Arena gravosa Cu = 12; Cc = 2, bien redondeada con partículas de finos no plásticos, suficientes para taponear los vacíos……SW.
d. Suelo cohesivo, resistente a la compresión, muy duro cuando esta seco, figurado……CH.
e. Suelo cohesivo negro, esponjoso, muy blando, contiene fibras W% = 200%.....pt = Suelo altamente orgánico

III. CLASIFICACIÓN DE SUELOS DE "PUBLIC ROADS ADMINISTRATION"

En este método cada uno de los tres ejes coordenados sirve para representar una de las tres fracciones granulométricas: arena, limo y arcilla.
El diagrama está dividido en zonas y a cada zona se le asigna un nombre. Las tres coordenadas de un punto representan los porcentajes de las tres fracciones presentes en un suelo cualquiera y determinan la zona a la cual el mismo pertenece. El contenido de arena, arcilla y limo, se expresa en porcentaje del peso total en seco.

FIG. 3 DIAGRAMA TRIANGULAR DE PUBLIC ROADS ADMINISTRATION



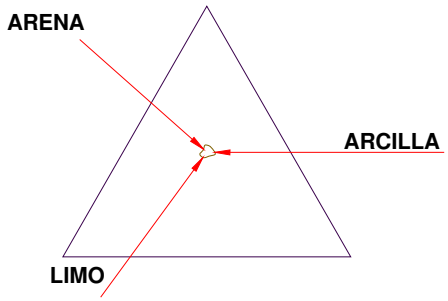


FIG. 4 CLAVE PARA EL MANEJO DE LA CLASIFICACIÓN

En el diagrama triangular de la figura aparecen los diez suelos siguientes:

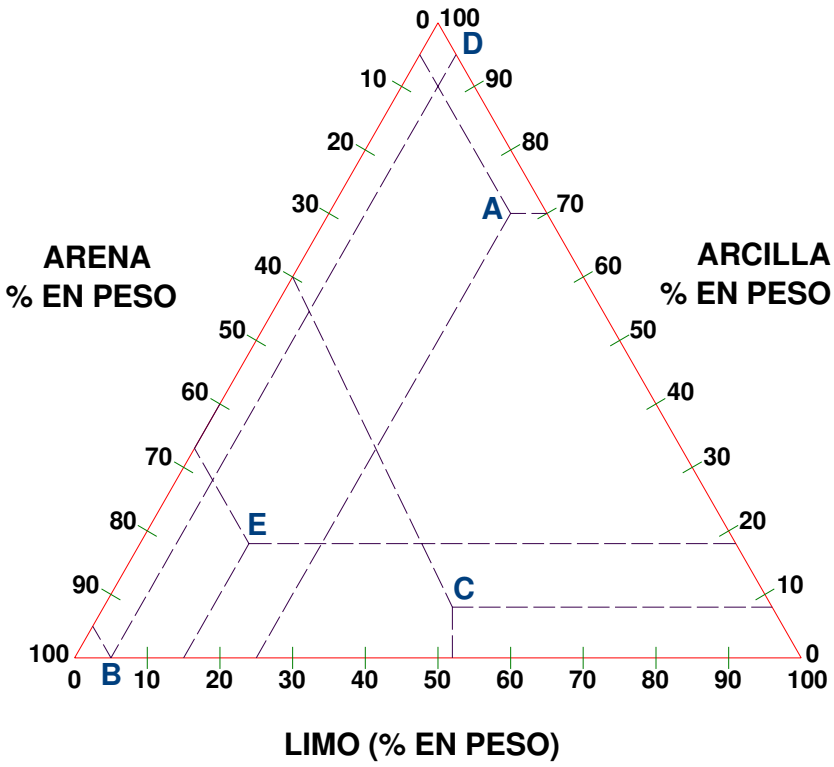
1. Arcilla – Arenosa
2. Arcilla
3. Arcilla - Limosa
4. Suelo arcilloso – Arenoso
5. Suelo Arcilloso
6. Suelo Arcillo – Limoso
7. Arena
8. Suelo Arenoso
9. Limo
10. Suelo Limoso

PROBLEMA Nº 10.- Clasificar los suelos "A", "B", "C", "D" y "E", por el método del diagrama triangular de Public Roads Administration. Los datos concernientes aparecen en el cuadro siguiente:

Suelo	% Arena	% Limo	% Arcilla
A	5	25	70
B	95	5	0
C	40	52	08
D	0	5	95
E	67	15	18

Solución:

Usando el diagrama triangular de la Fig. 3 y según la clave de la Fig. 4, procedemos a clasificar los suelos del problema propuesto.



RESPUESTAS:
"A" = Arcilla
"B" = Arcilla
"C" = Arena
"D" = Suelo Limoso
"E" = Arcilla

PROBLEMA Nº 11.- Clasificar por los sistemas AASHTO y SUCS, los suelos cuyos análisis de laboratorio han arrojado los siguientes resultados:

MALLA O TAMIZ	% QUE PASA EN PESO		
	A	B	C
2 1/2"	100	-	-
2"	94	-	-
1 1/2"	91	-	-
1"	79	-	-
3/4"	72	100	99
1/2"	62	99	98
3/8"	55	96	97
Nº 4	47	93	92
Nº 10	39	88	86
Nº 40	25	40	76
Nº 100	11	24	68
Nº 200	4		
L.L.	17.8%	22.2%	47.7%
L.P.	13.2%	14.6%	23.1%

CAPITULO IV

PRESION EFECTIVA, PRESION NEUTRA EN LOS SUELOS

1.- PRESION EFECTIVA VERTICAL (P_0).- Es el esfuerzo que se transmite por el contacto de las partículas de suelo, debido a una carga "Q" por unidad de área que actúa en la superficie del suelo, modificándose la relación de vacíos, la permeabilidad, la resistencia al corte de los suelos y la compresibilidad.

$$\boxed{\overline{P}_0 = P - U_W}$$

2.- PRESION NEUTRA (U_W).- Es la presión del agua que se transmite a través de sus poros, este incremento de presión debido al incremento del agua, no modifica la relación de vacíos, ni altera la resistencia al corte de los suelos o cualquier otra propiedad mecaniza del suelo.

Por ello la presión producida por el agua, se denomina Presión Natural:

$$\boxed{U_W = \gamma_W \times H_W}$$

3.- PRESIÓN TOTAL VERTICAL (P).- La presión normal total (P), en cualquier punto de una sección a través de un suelo saturado, esta formado por tanto de dos partes; la presión neutra o presión de poros (U_W) y la presión efectiva (P_0) que tiene su asiento exclusivamente en la fase sólida del suelo.

$$\boxed{P = \overline{P}_0 + U_W}$$

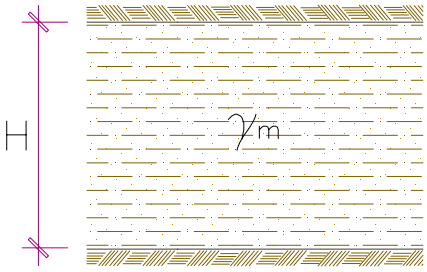
PRESENCIA DE LA NAPA FREÁTICA EN LOS SUELOS

a) Cuando el estrato de suelo esta totalmente seco:

$$P = \overline{P}_0 + U_W \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (1)$$

Donde: $P = \gamma_m \times H$; $U_W = 0$

En (1): $\overline{P}_0 = \gamma_m \times H$



b) Cuando el estrato del suelo esta totalmente saturado:

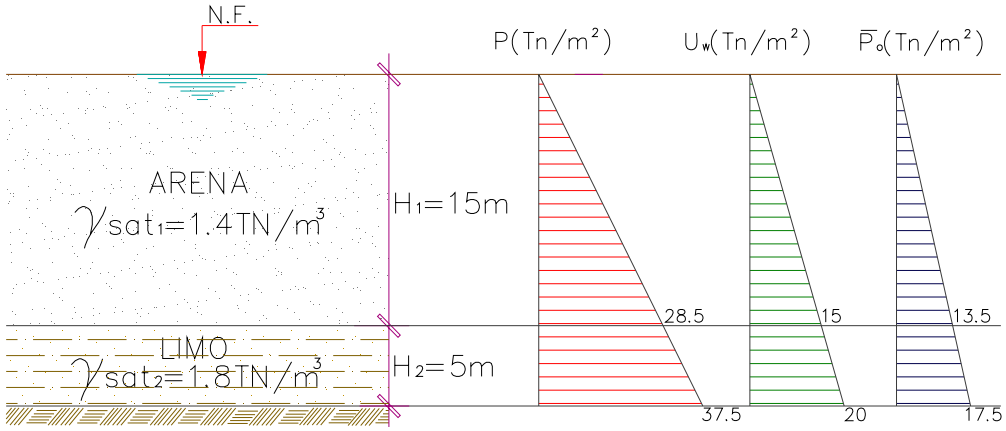
Tenemos: $P = \gamma_{sat.} \times H$; $U_W = \gamma_W \times H$

Reemplazando en (1): $\overline{P}_0 = \gamma_{sat.} \times H - \gamma_W \times H = H(\gamma_{sat.} - \gamma_W)$

$$\boxed{\overline{P}_0 = \gamma`_m \times H}$$

PROBLEMAS RESUELTOS

***PROBLEMA Nº 1*.-** Dibujar el diagrama de presiones efectiva, neutra y total del siguiente perfil geológico:



$\gamma'_1 = \gamma_{sat} - \gamma_W = 1.90 - 1 = 0.9 Tn/m^2$

$\gamma'_2 = 1.80 - 1 = 0.8 Tn/m^2$

Presión Efectiva:

$$P_0 = \gamma'_1 \times H_1 + \gamma'_2 \times H_2 = (0.9)(15) + (0.8)(5) = 17.5 Tn/m^2$$

Presión Neutra:

$$U_W = \gamma_W \times H = (1)(20) = 20 Tn/m^2$$

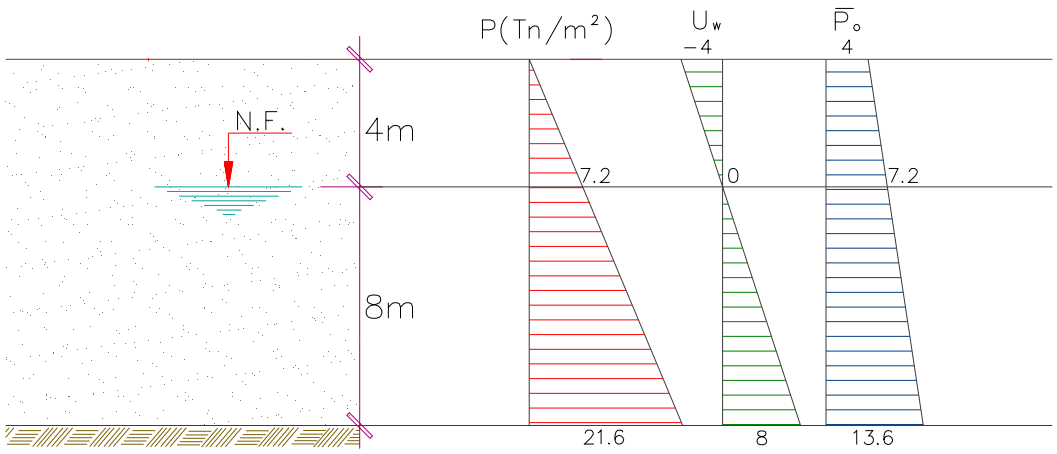
Presión Total:

$$P = P_0 + U_W = (17.5) + (20) = 37.5 Tn/m^2$$

***PROBLEMA Nº 2*.-** Un depósito de arena muy fina tiene 12m. de espesor, el nivel freático esta a 4 m de profundidad pero sobre el, la arena esta saturada por capilaridad. El pero específico de la arena saturada es 1800 Kg/m^3. Cual es la presión efectiva vertical sobre un plano horizontal a la profundidad de 12 m.?

Solución:

WILBER CUTIMBO CHOQUE
wil-ber_2511@hotmail.com
Cel. 953686056



A la profundidad de 12 m. tenemos:

$$P = H \times \gamma_{sat} = (12)(1.8) = 21.6Tn/s$$

$$U_W = H_W \times \gamma_W = (1)(8) = 8Tn/m^2$$

La presión efectiva vertical es:

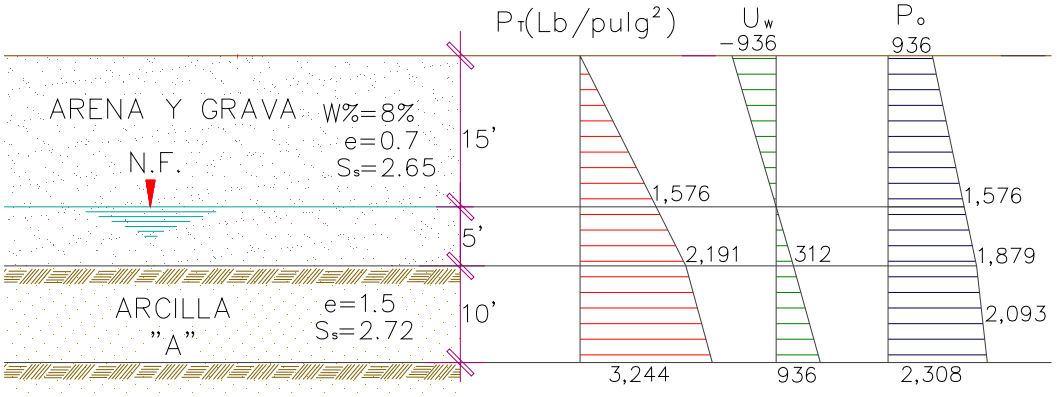
$$P_0 = P - U_W = 21.6 - 8 = 13.6Tn/m^2$$

En la parte superior del N.F. el agua está adherida por capilaridad por lo que la presión es negativa; así tenemos:

$$U_W = -\gamma_W \times H_W = -(1) \times (4) = -4Tn/m^2$$

PROBLEMA Nº 3.- Determinar el esfuerzo vertical efectivo a una profundidad de 25 pies debajo de la superficie del terreno (centro de la capa de arcilla) y representar gráficamente la variación del esfuerzo vertical con la profundidad. El perfil geológico y los datos requeridos se encuentran en la figura adjunta.

Solución:



i) Para la arena y grava.

a) Sobre el NF. el suelo se encuentra sumergido.

$$\gamma_m = \frac{1+W\%}{1+e} S_S \times \gamma_W = \frac{1+0.08}{1+0.7} \times (2.65)(62.4) = 105.1 Lb/pie^3$$

b) Debajo del NF. el suelo se encuentra sumergido:

$$\gamma'_m = \frac{S_S - 1}{1+e} \times \gamma_W \quad \text{..... (1)}$$

$$\gamma'_m = \frac{2.65-1}{1+0.7} \times (62.4) = 60.5 Lb/pie^3$$

ii) Para la arcilla.

a) La arcilla se encuentra debajo del NF., por tanto es un suelo sumergido:
Reemplazando en (1):

$$\gamma_W = \frac{2.72-1}{1+1.5}(62.4) = 42.9 Lb/pie^3$$

iii) El esfuerzo vertical efectivo, a 25 pies de profundidad es:

$$P_0 = (105.1)(15) + (60.5)(5) + (42.9)(5)$$

$$P_0 = 2{,}093.5 Lb/pie^2$$

***PROBLEMA Nº 4*.-** Un estrato de arcilla con el NF. en su superficie, tiene un espesor de 50 m., el contenido de agua medio es de 54% y el peso específico relativo de sus sólidos es de 2.78. Calcule la presión efectiva vertical debido al peso del la arcilla en la base del estrato supuesto que e agua se encuentra en condición hidrostática.

Solución:

i) Peso específico saturado de la arcilla.

$$\gamma_m = \frac{S_S + Ge}{1+e} \times \gamma_W \quad \text{..... (1)}$$

$Ge = S_S \times W\%$; Donde: G = 100% = 1; entonces:

$$e = (2.78)(0.54) = 1.5012$$

Reemplazando datos en la formula (1) obtenemos:

$$\gamma_{sat} = \frac{2.78+1.5012}{1+1.5012} \times (1 Tn/m^3) = 171 Tn./m^3$$

ii) Presión total en la base del estrato:

$$P = \gamma_{sat} \times \mathrm{H} = (1.71)(50) = 85.5 Tn/m^3$$

iii) Preparación Hidrostática a 50 m

$$U_w = \gamma_w \times H_w = (1)(50) = 50 Tn/m^3$$

iv) Presión efectiva vertical.

$$P_0 = P - U_W = 85.5 - 50 = 35.5 Tn/m^3$$

$$P_0 = 35.5 Tn/m^3$$

***PROBLEMA Nº 5*.-** Una arena compuesta de elementos sólidos, con peso específico 2.60 gr/cm^3, tiene una relación de vacíos de 0.572. Calcule el peso unitario de la arena

seca, de la arena saturada y compare estos valores con el peso unitario efectivo de la arena sumergida.

Solución:

i) Peso unitario de la arena seca:

$$\gamma_m = \frac{S_S + G.e}{1+e}\gamma_W \quad \text{..... (1)}$$

Donde:

$$S_S = \frac{\gamma_S}{\gamma_W} = \frac{2.60 gr/cm^3}{1 gr/cm^3} = 2.60$$

Reemplazando la formula (1), cuando G = 0 (grado de saturación)

$$\gamma_d = \frac{S_S}{1+e} \times \gamma_W = \frac{2.6}{1+0.572}(1) = 1.65 gr/cm^3$$

ii) Peso unitario de la arena saturada.

Reemplazando la formula (1), cuando G = 100% = 1

$$\gamma_{sat} = \frac{S_S + e}{1+e}\gamma_W = \frac{2.60+0.572}{1+0.572}(1) = 2.02 gr/cm^3$$

iii) Peso unitario efectivo de la arena sumergida.

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = 2.02 - (1) = 1.02 gr/cm^3$$

PROBLEMA Nº 6.- 50 gr. de arena se mezclan con aceite para formar un volumen total de 1000 cm^3, y se ponen en un recipiente cilindricote 20 cm^2 de área, después que la arena se haya asentado, determinar la presión total, presión natural y presión efectiva, en el fondo del recipiente. (Peso específico relativo del aceite 0.89)

Solución:

i) Esquema del recipiente cilíndrico.

El peso específico relativo de las arenas es = 2.65

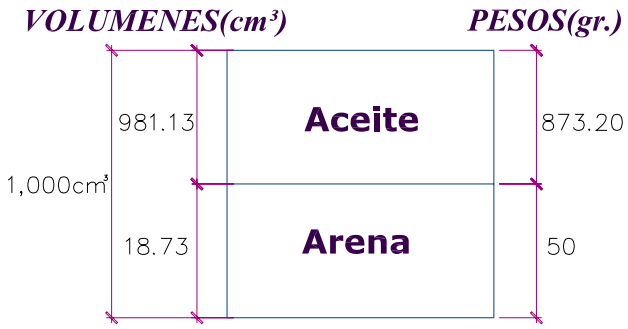
$$\gamma_S = S_S \times \gamma_W \, 02.65 gr/cm^3$$

$$V_{arena} = \frac{W_{(arena)}}{\gamma_S} = \frac{50}{2.65} = 18.87 cm^3$$

También: S_S del aceite = 0.89 $\Rightarrow$ γ_{aceite} = 0.89 gr./cm^3

Y: $V_{ac.} = V_T \; V_{arena} = 1{,}000 - 18.87 = 981.13 \text{ cm}^3$

$$W_{ac.} = \gamma_{ac.} \times V_{ac.} = 873.2 gr.$$



ii) Altura del aceite y de la arena:

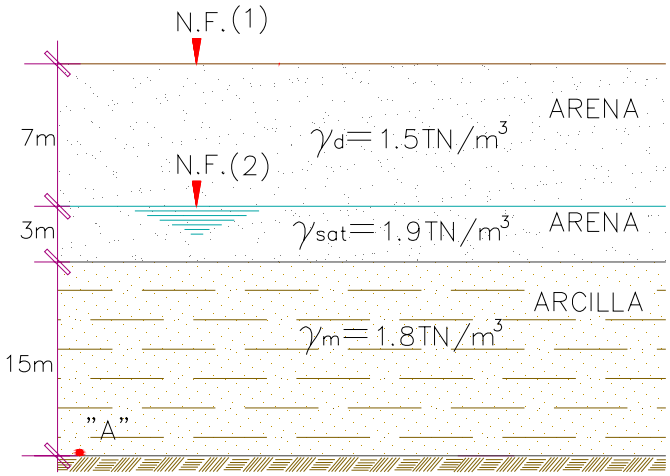
Como: Vol. = Área x Altura $\Rightarrow$ $Altura = \frac{Vol.}{Área} = \frac{1000}{20} = 50cm.$

Altura total del cilindro = 50 cm.

$$H_{arena} = \frac{V_{arena}}{Área} = 0.944cm \quad ; \quad H_{ac.} = \frac{V_{ac.}}{Área} = 49.1cm.$$

iii) Presión Total.

$$P = \gamma_{ac.} \times H_{ac.} + \gamma_{sat.} \times H_{arena} \quad \cdots\cdots\cdots\



Solución:

i) Cuando el NF. se encuentra en la superficie.

$$\overline{P}_0 = \gamma'.H$$

$$\overline{P}_0 = (0.9)(10) + (0.8)(15) = 21 Tm/m^2$$

ii) Cuando el NF. ha descendido 7 m.

Calculo de nuevo peso específico de la arena con G = 20 %

$$\gamma_m = \frac{S_S + G.e}{1+e} \times \gamma_W \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{(I)}$$

$$\gamma_d = \frac{S_S}{1+e} \times \gamma_W \quad \Rightarrow \quad 1.5 = \frac{S_S}{1+e} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{(II)}$$

$$\gamma_{sat.} = \frac{S_S + e}{1+e} \times \gamma_W \quad \Rightarrow \quad 1.9 = \frac{S_S}{1+e} + \frac{e}{1+e} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{(III)}$$

Reemplazando (II) en (III):

$$1.9 = 1.5 + \frac{e}{1+e} \quad ; \quad \text{Donde:} \quad e = 0.67$$

Reemplazando en (II):

$$S_S = 2.5$$

Reemplazando valores en (I):

$$\gamma_m = \frac{2.5 + (0.20)(0.67)}{1 + 0.67} \times 1 Tn/m^3 = 1.58 Tn/m^3$$

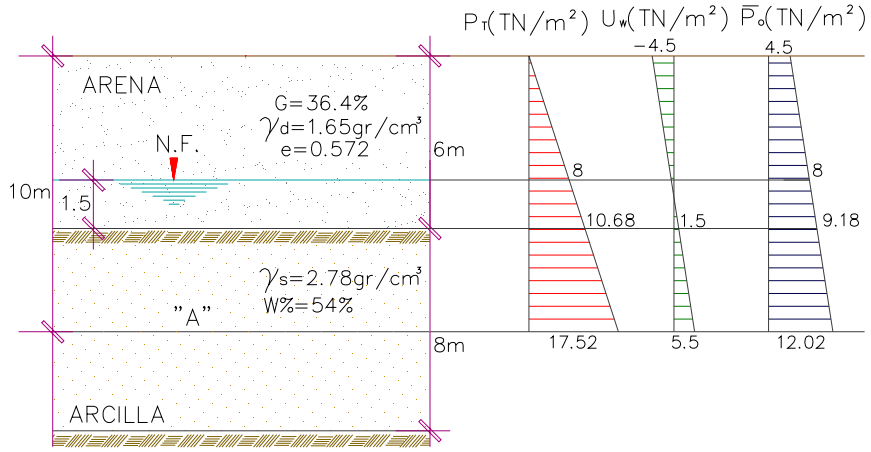
Presión efectiva en el punto "A":

$$P_0 = (1.58)(7) + (0.9)(3) + (0.8)(15) = 25.76 Tn/m^2$$

$$\boxed{P_0 = 25.76 Tn/m^2}$$

PROBLEMA Nº 8.- En la figura hallar el diagrama de presiones neutra y efectiva, hasta el punto "A", situado a 10 m. debajo de la superficie.

Solución:



i) γ_m de la arena:

$$\gamma_m = \frac{S_S + G.e}{1+e} \times \gamma_W \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{(I)}$$

También:

$$\gamma_d = \frac{S_S}{1+e} \times \gamma_W \quad ; \text{ reemplazando valores:}$$

$$1.65 = \frac{S_S}{1+0.572} \text{ , de donde: } S_S = 2.60$$

Reemplazando en la ecuación (I) obtenemos:

$$\gamma_m = \frac{2.60 + (0.364)(0.572)}{1+0.572} = 1.78 Tn/m^3$$

ii) γ_m de la arcilla:

$$\gamma_m = \frac{1+W\%}{1+e} \times \gamma_S \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{(II)}$$

Cuando el grado de saturación (G) = 100%, tenemos que "e":

$$e = W\% \times S_S = W\% \times \frac{\gamma_S}{\gamma_W};$$

Reemplazando por sus respectivos valores:

$$e = (0.54)(2.78) = 1.5012$$

Reemplazando la ecuación (II), obtenemos:

$$\gamma_m = \frac{1+0.54}{1+1.5012} \times 2.78 = 1.71 Tn/m^3$$

Presión total:

$$P = \gamma_{m_1} \times H_1 + \gamma_{m_2} \times H_2 = (1.78)(6) + (1.71)(4)$$
$$P = 17.52 Tn/m^2$$

Presión neutra:

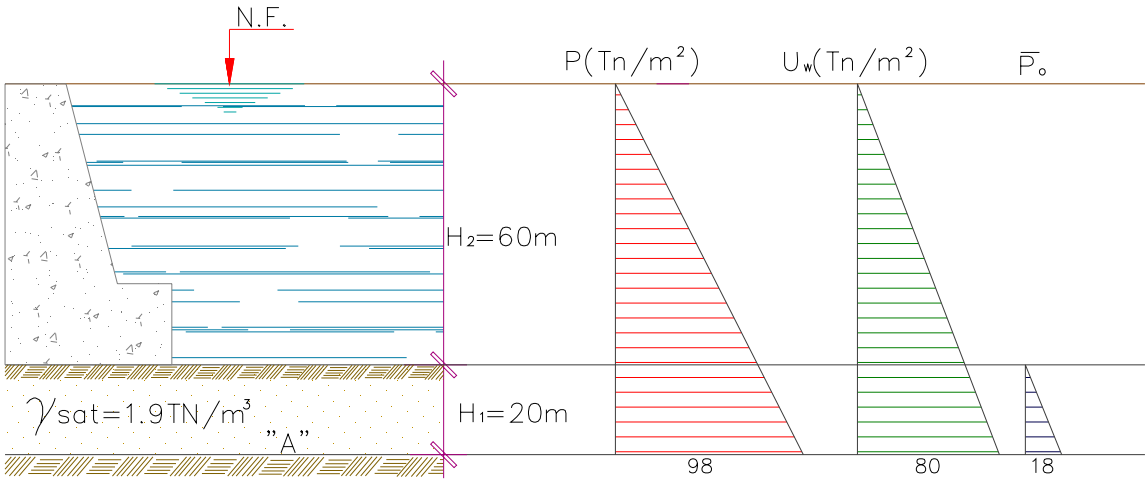
$$U_W = \gamma_W \times H_W = (1)(5.5) = 5.5 Tn/m^2$$

Presión efectiva:

$$P_{total} = \gamma_W . H_1 + \gamma_{sat.} . H_2 = (1)(60)(1.9)(20) \quad P_0 = P - U_W = 12.02 Tn/m^2$$

PROBLEMA Nº 9.- Calcular las variaciones de las presiones efectivas y totales en el punto "A"; situado a 20 m. debajo de la base de la presa que indica la figura, cuando se produce el desembalse.

Además explique lo que sucederá con las presiones efectivas, si el agua aumenta de nivel de 0.00 m., hasta a altura de 60 m.



Solución:

i) Variaciones de las presiones totales y efectivas en el punto "A":

$$P_{total} = \gamma_W . H_1 + \gamma_{sat.} . H_2 = (1)(60)(1.9)(20)$$
$$p_{total} = 98 Tn/m^2$$
$$U_W = \gamma_W . H_W = (1)(80) = 80 Tn/m^2$$
$$P_0 = P_{tot.} - U_W = (98) - (80) = 18 Tn/m^2$$

ii) ¿Qué sucede con el P_0, si el agua aumenta del nivel 0m. a 60 m.?

Cuando el N.F. se encuentra en el nivel 0.00 (base de la presa):

$$P_{tot.} = \gamma_{sat.} . H_1 + \gamma_W . H_W$$
$$P_{tot.} = (1.90)(20) + 0 = 38 Tn/m^2$$
$$U_W = (1)(21) = 21 Tn/m^2$$

$$P_0 = 39 - 21 = 18 Tn/m^2$$

Hallamos valores, para cuando el N.F. se encuentra a 10, 20, 30, 40, 50, 60 metros de la base de la presa, obtenemos el siguiente cuadro comparativo:

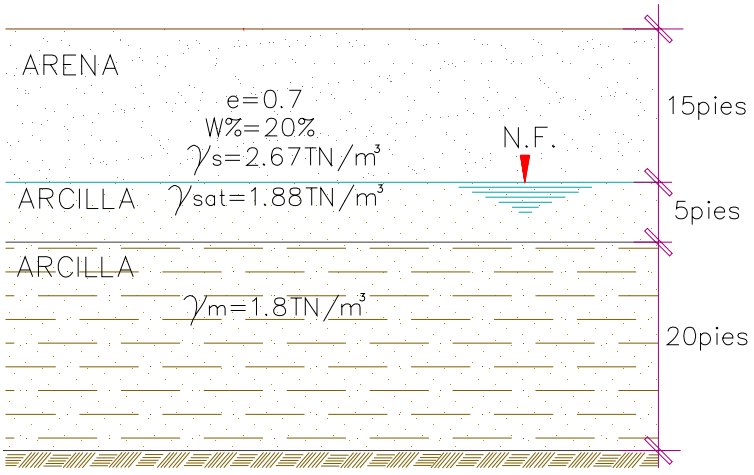
Cota del N.F. (m.)	$P_{tot.}(Tn/m^2)$	$P_0(Tn/m^2)$	$U_W(Tn/m^2)$
0,00	38	18	20
1,00	39	18	21
10,00	48	18	30
20,00	58	18	40
30,00	68	18	50
40,00	78	18	60
50,00	88	18	70
60,00	98	18	80

De este podemos decir que si aplicamos una carga Q por unidad de Área, en la superficie de la muestra, la relación de vacíos del suelo disminuirá de e_1 a e_2, produciendo un cambio de las propiedades mecánicas del suelo. Dicha carga se denomina Presión Efectiva.

Pero a diferencia de lo anterior, observamos que según el cuadro obtenido, el incremento de presión obtenido, el incremento de la presión debido al peso del agua no tiene influencia apreciable alguna sobra la relación de vacíos o cualquier otra propiedad mecánica del suelo. Es decir que la presión efectiva no varía a causa del agua.

Por ello la presión producida por la carga de agua se denomina: "Presión Neutra".

PROBLEMA Nº 10.- Calcular la presión vertical efectiva a una profundidad de 40 pies, en el perfil estratigráfico que indica la figura.



Solución:

i) Presión vertical efectiva del estrato de 15 pies (4.57 m.) de espesor:

El γ_m esta dado por: $\gamma_m = \dfrac{1+W}{1+e} \times \gamma_S$

$$\Rightarrow \quad \gamma_m = \frac{1+0.20}{1+0.7}(2.67) = 1.83 Tn/m^3$$

$$\overline{P_0} = \gamma_m . H_1 = (1.88)(4.57) = 8.59 Tn/m^2$$

ii) $\overline{P_0}$ del estrato de 5 pies (1.52 m.), de espesor:

$$\overline{P_0} = \gamma'.H_2 = (0.88)(1.52) = 1.34 Tn/m^2$$

iii) $\overline{P_0}$ del estrato de 20 pies (6.09 m.), de espesor:

$$\overline{P_0} = \gamma'_m.H_3 = (0.80)(6.09) = 4.87 Tn/m^2$$

iv) $\overline{P_0}$ a la profundidad de 40 pies:

$$\overline{P_0} = 8.59 + 1.34 + 4.87 = 14.8 Tn/m^2$$

PROBLEMA Nº 11.- Un recipiente de 10cm. de diámetro por 30 cm. de altura, es llenado con 3.77 Kg. de arena seca, luego se llenan todos los vacíos con aceite (S_S = 0.80). Dibuje Ud. Los diagramas de presiones efectivas, neutras y totales que se producirán en el recipiente.

Solución:

i) Hallando pesos y volúmenes para la fase de muestra.

$$V_m = \frac{\pi(10)^2}{4}(30cm) = 2{,}533cm^3$$

S_S de arenas = 2.56 $\Rightarrow$ $\gamma_S = \frac{S_S}{\gamma_W} = 2.65 gr/cm^3$

$$V_S = V_{arena} = \frac{W_S}{\gamma_S} = \frac{3{,}770}{2.65} = 1{,}422.64 cm^3$$

$$V_{aceite} = V_m - V_S = 2{,}355 - 1{,}422.64 = 932.36 cm^3$$

Por dato: S_S del aceite = 0.80 $\Rightarrow$ $\gamma_{ac.} = \frac{S_S}{\gamma_W} = 0.80 gr/cm^3$

$$W_{ac.} = \gamma_{ac.} \times V_{ac.} = 745.9 gr.$$

ii) Alturas parciales de las fases de la muestra:

$$Vol. = Área \times altura = \frac{\pi(10)^2}{4} \times H$$

$$H_{aceite} = \frac{V_{ac.}}{A} = \frac{932.32}{78.5} = 11.88 cm.$$

$$H_{arena} = \frac{V_S}{A} = \frac{1{,}422.64}{78.578.50} = 18.12 cm.$$

iii) Presión total que se produce en el recipiente.

$$P_{tot.} = \gamma_{ac.}.H_{aceite} + \gamma_{sat.}.H_{arena} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{(I)}$$

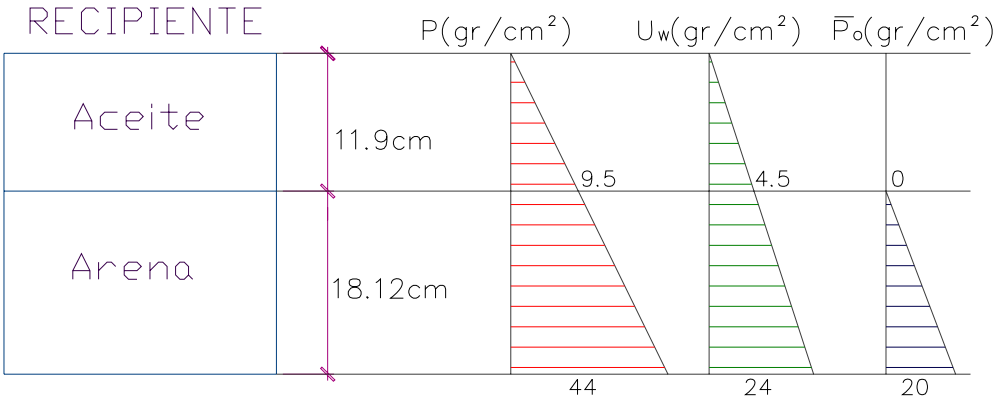
$$\gamma_{sat.} = \frac{W_{arena} + W_{ac.}}{V_{total}} = 1.9 gr/cm^2$$

Reemplazando en (I)

$$P_{tot.} = (0.8)(11.88) + (1.9)(18.12) = 44 gr/cm^2$$

$$U_W = \gamma_{ac.}.H_{total} = (0.8)(30) = 24 gr/cm^2$$
$$P_0 = P_{total} - U_W \, 20 gr/cm^2$$

iv) Diagrama de presiones

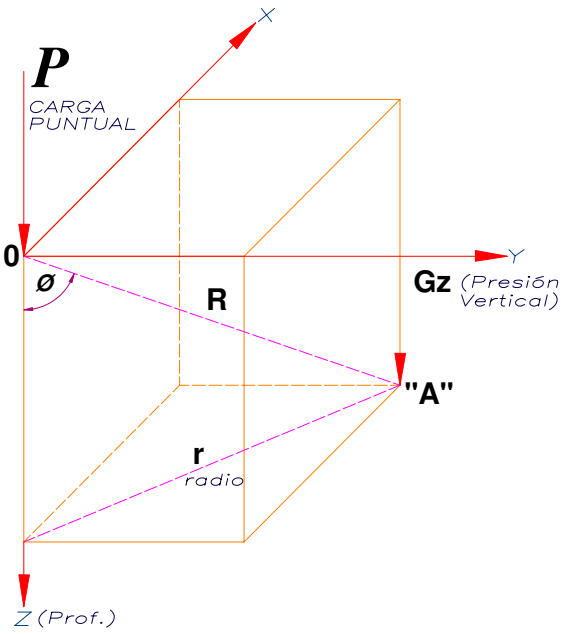


WILBER CUTIMBO CHOQUE
wil-ber_2511@hotmail.com
Cel. 953686056

CAPITULO V
PRESIONES VERTICALES EN LOS SUELOS SITUADOS DEBAJO DE LAS ZONAS CARGADAS

1. MÉTODO DE BOUSSINESQ

Empleado para cargas verticales concentradas en un punto; y actuantes en la superficie horizontal de un medio semi-infinito, homogéneo, isótropo y linealmente elástico.



Si "P", representa la carga concentrada actuante; r, la distancia radial del punto "A" al eje Z, y Ø es el ángulo entre el vector posición R y el eje Z.

Por tanto, el esfuerzo vertical, en el punto "A", a una profundidad Z, será:

$$\sigma_Z = \frac{3P}{2\pi} \times \frac{\cos^5 \phi}{Z^2} = \frac{3P}{2\pi} \times \frac{Z^3}{R^5}$$

Para aplicación práctica:

$$\sigma_Z = \frac{3P}{2\pi} \times \frac{Z^3}{\left[r^2 + Z^2\right]^{5/2}}$$

$$\sigma_Z = \frac{3P}{2\pi Z^2} \times \left(\frac{1}{\left[1 + \frac{r}{Z}\right]^2} \right)^{5/2} \quad .....(I)$$

$$\sigma_Z = \frac{3P}{2\pi Z^2} \quad \text{Presión máxima}$$

2. MÉTODO DE NEWMARK

Para cargas uniformemente distribuidas, transmitidas a un medio semi-infinito, homogéneo, isótropo, y linealmente elástico.

El método se basa en la aplicación de la ecuación (I), correspondientes al esfuerzo vertical, bajo el centro de un área circular de radio R, uniformemente cargado; la presión vertical resulta igual a:

$$P_V = q\left[1 - \left(\frac{1}{1 + \left[\frac{r}{Z}\right]^2} \right)^{3/2}\right] \qquad Z \leq 3B$$

CUANDO EL AREA UNIFORMEMENTE CARGADO NO ES CIRCULAR:

$$P_V = C \times (A_i) \times (P_C)$$

C = Constante.
Ai = # de áreas de influencia.
Pc = Presión de contacto o carga unitaria.

CARTA DE NEWMARK

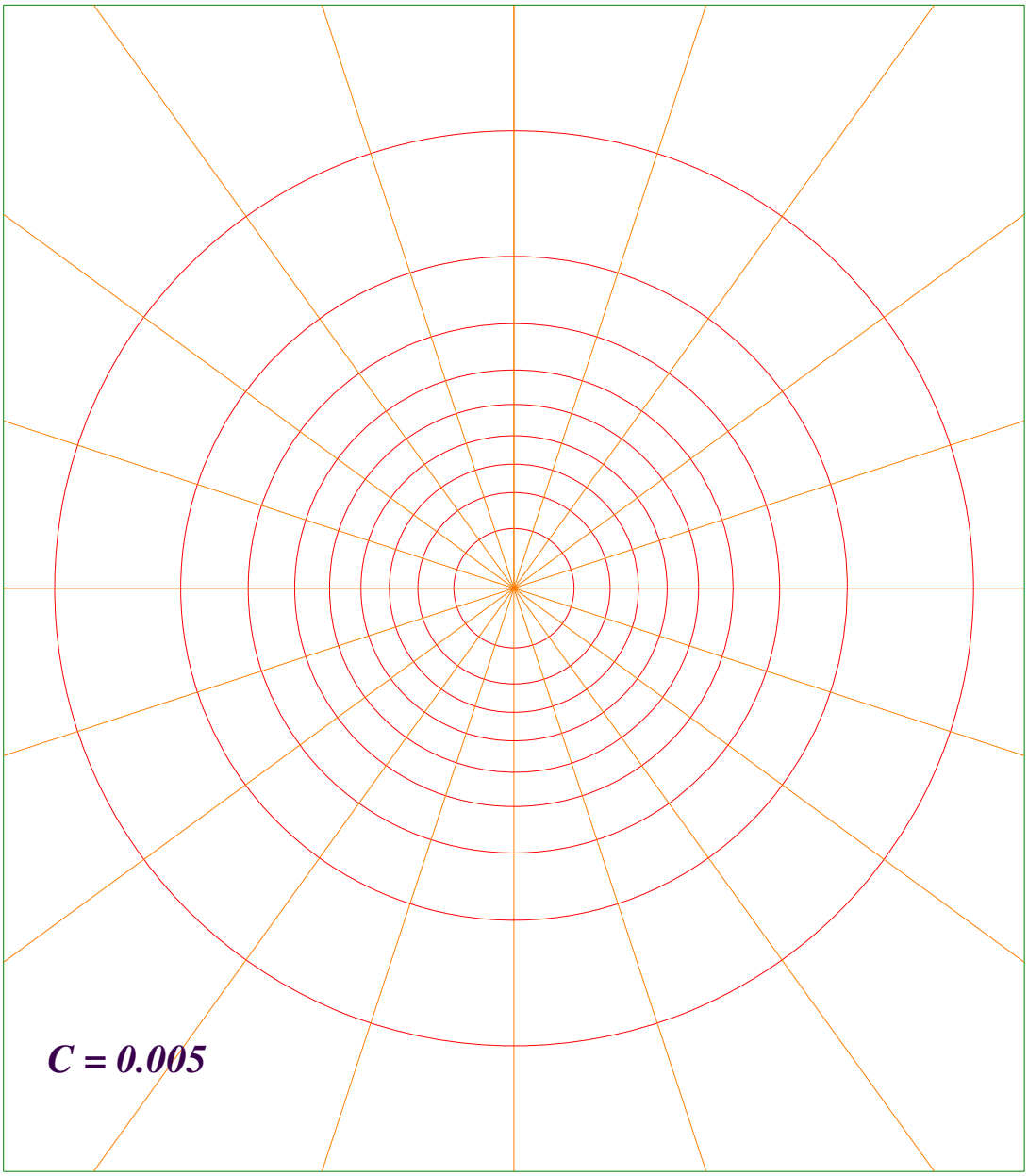


TABLA I

ESCALAS A UTILIZAR PARA LAS DIFERENTES PROFUNDIDADES (Z), EN LA CARTA DE NEWMARK

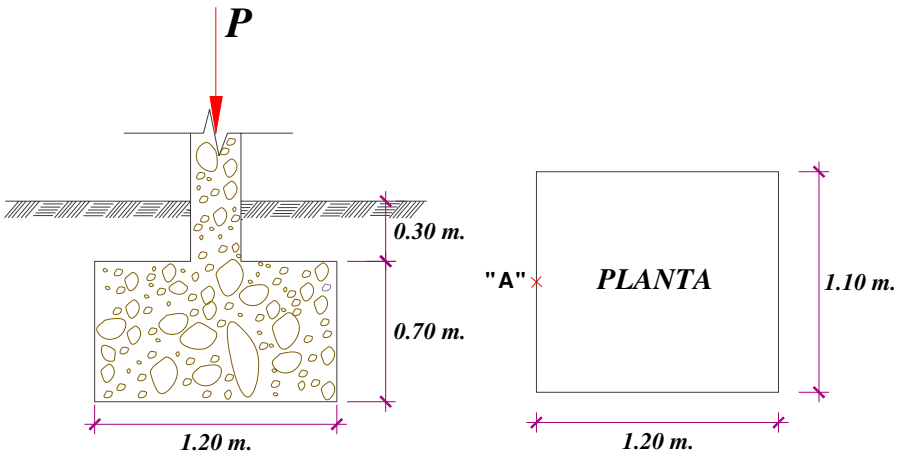
PROFUNDIDAD (Z) (metros)	ESCALA A UTILIZAR
0.80	1/20
1.00	1/25
1.20	1/30
1.50	1/37.5
1.25	1/31.25
1.60	1/40
1.65	1/41.25
2.00	1/50
2.25	1/56.25
2.50	1/62.5
3.00	1/75
3.50	1/87.5
4.00	1/100
4.25	1/106.25
4.50	1/112.5
5.00	1/125
5.50	1/137.5

PROFUNDIDAD (Z) (metros)	ESCALA A UTILIZAR
6.00	1/50
6.50	1/162.5
7.00	1/175
7.50	1/187.5
8.00	1/200
8.50	1/212.5
9.00	1/225
9.50	1/237.5
10.00	1/250
12.00	1/300
15.00	1/375
20.00	1/500
25.00	1/625

Como ejemplo para la utilización de la Tabla I, ver el PROBLEMA Nº 2.

PROBLEMAS RESUELTOS

PROBLEMA Nº 1.- En la zapata que indica la figura, existe una carga distribuida de 0.75 Kg. /cm^2. Calcular la presión vertical de un extremo de la zapata a una profundidad de 3 metros.



Solución:
Por teoría, la presión vertical, está dado por:

$$P_V = q\left[1-\left(\frac{1}{1+\left[\frac{r}{Z}\right]^2}\right)^{3/2}\right] \quad \text{.....(a)}$$

$$P_V = C \times (A_i) \times (P_C) \text{.....}(b)$$

Los pasos a seguir para hallar la Pv, son los siguientes:

PASO I: De la ecuación (a), se despeja $\frac{r}{Z}$ en función de $\left(\frac{P_V}{q}\right)$:

$$\frac{r}{Z} = \sqrt{\frac{1}{\sqrt[3]{\left(1-\frac{P_V}{q}\right)^2}}-1} \quad ; \quad 0.10 \le \frac{P_V}{q} \le 0.90$$

Dando valores a $\frac{P_V}{q}$, en el rango de 0.10 a 0.90, obtenemos:

P_V/q	r/Z
0.10	0.269
0.20	0.400
0.30	0.518
0.40	0.637
0.50	0.766
0.60	0.917
0.70	1.109
0.80	1.387
0.90	1.909

PASO II: Gráfico de Círculos Concéntricos. Z = 3
Obtenemos los 9 radios, de acuerdo a los valores obtenidos para r/Z y se grafican a escala conveniente. Para el problema, obtenemos:
$r_1/Z = r_1 = (0.269)(3\text{ m.}) = 0.807$ m.
$r_2/Z = r_2 = (0.400)(3\text{ m.}) = 1.200$ m.
$r_3/Z = r_3 = (0.518)(3\text{ m.}) = 1.554$ m.
$r_4/Z = r_4 = (0.637)(3\text{ m.}) = 1.910$ m.
$r_5/Z = r_5 = (0.766)(3\text{ m.}) = 2.296$ m.
$r_6/Z = r_6 = (0.917)(3\text{ m.}) = 2.751$ m.
$r_7/Z = r_7 = (1.109)(3\text{ m.}) = 3.327$ m.

$r_8/Z = r_8 = (1.387)(3\ m.) = 4.160\ m.$
$r_9/Z = r_9 = (1.909)(3\ m.) = 5.727\ m.$

Se deberá dividir a los círculos graficados, en segmentos iguales.
Tomar ángulos de 18º o 30º.

PASO III: Determinación del número de áreas de influencia (Ai).
Se grafica la cimentación en la misma escala de los círculos, en papel transparente, luego se coloca este sobre el diagrama, de manera que el punto en donde se desea hallar la P_V, se halle directamente sobre el centro del gráfico; y se procede a contar el número de (Ai), donde cada sub-división, es un área de influencia. Se debe tener en cuenta que si la subdivisión no llega a ser cubierta por el gráfico de la cimentación o plantilla será un (Ai) fraccionario.
La presión vertical en cualquier otro punto, a la misma profundidad, se obtiene con el mismo procedimiento, desplazando el papel transparente, hasta que el nuevo punto, se halle directamente sobre el centro del gráfico (Carta de Newmark).
En nuestro problema, hacemos coincidir el punto "A", situado en un extremo de la zapata; con el punto central del gráfico de círculos, y procedemos a contar el # de áreas de influencia (Ai).
Sumando, # de Ai = 12
PASO IV: Determinación de P_V
Reemplazando valores en la ecuación (b); donde $P_C = 0.75$ Kg. /cm^2
Presión de Contacto: $P_C = \dfrac{P}{Area\ Zapata}$

$$P_V = (0.005)(12)(0.75) = 0.045\ \ Kg./cm^2$$

PROBLEMA Nº 2.- En la zapata que indica la figura del problema Nº 1, existe una presión de contacto de 0.75 Kg. /cm^2. Calcular la presión vertical en un extremo de la zapata a una profundidad de 3 metros.

Solución:

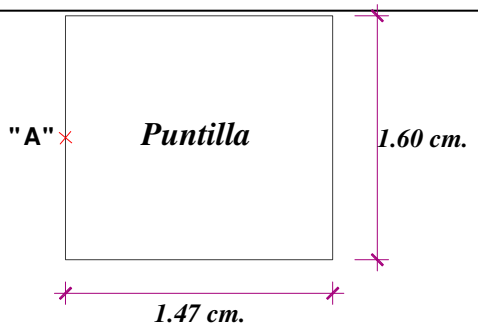
i.) Por teoría la presión vertical esta dado por:

$$P_V = C \times (A_i) \times (P_C) \text{.....(1)}$$

ii.) Determinando el # de Ai (empleando la carta de Newmark)
Observando la Tabla I, notamos que para una prof. Z = 3 m. la escala a utilizar es de 1/75.
Como la mayoría de escalas no se hallan en el escalímetro; se transforman las dimensiones de la zapata a cm., de la manera sgte.
Esc. 1/75

$$\frac{120}{75} cm = 1.6\ cm$$

$$\frac{110}{75} cm = 1.47\ cm$$



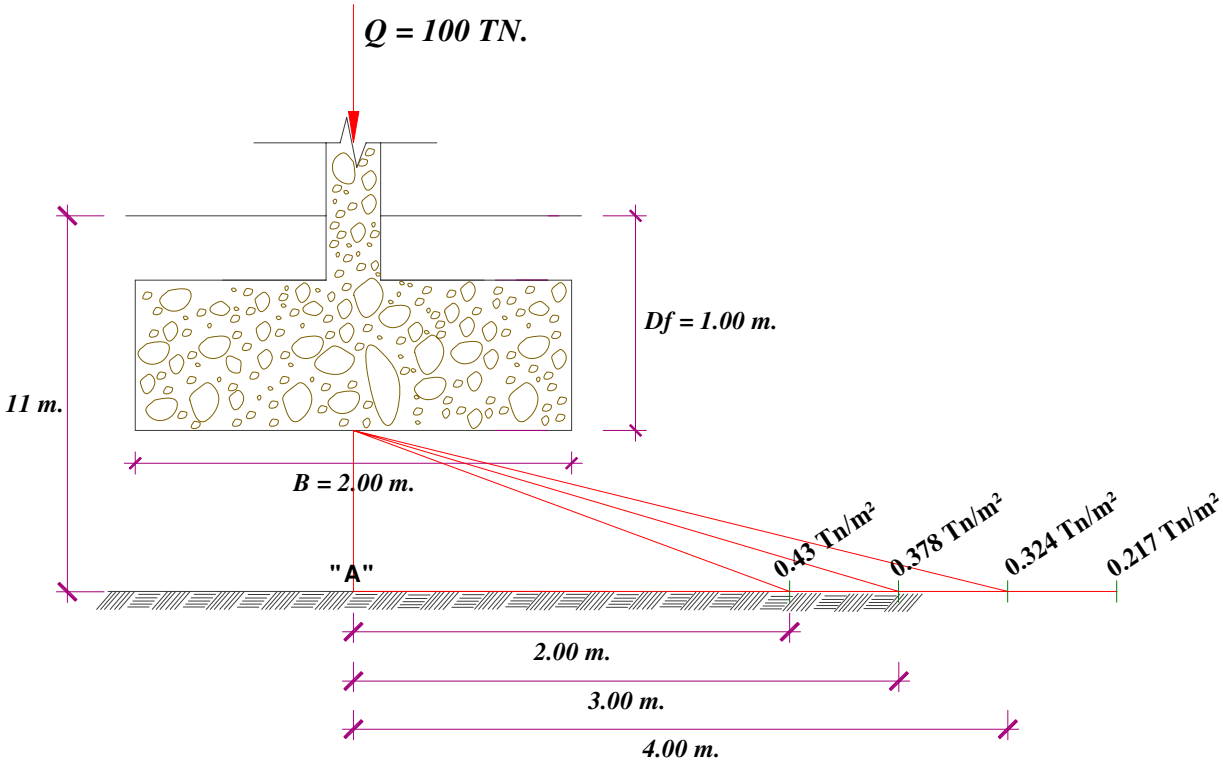
Obtenemos de esta manera, una plantilla de 1.60 x 1.47 cm. el cual deberá ser colocado, coincidiendo el punto "A" exactamente sobre el centro de la carta de Newmark.
Luego, procedemos a contar y sumar el # de Ai:

de Ai = 12

iii.) Determinando Pv; reemplazando en (1); donde C = 0.005

$$P_V = (0.005)(0.75)(12) = 0.045\ Kg./cm^2$$

PROBLEMA Nº 3.- Hallar la presión ejercida por la carga, concentrada en el punto "A", debajo de la zapata mostrada, y trazar el diagrama de presiones, considerando las siguientes distancias horizontales con respecto al pto. "A", r = 2 m., 3 m., 4 m., 6 m. y 10 m.



Solución:

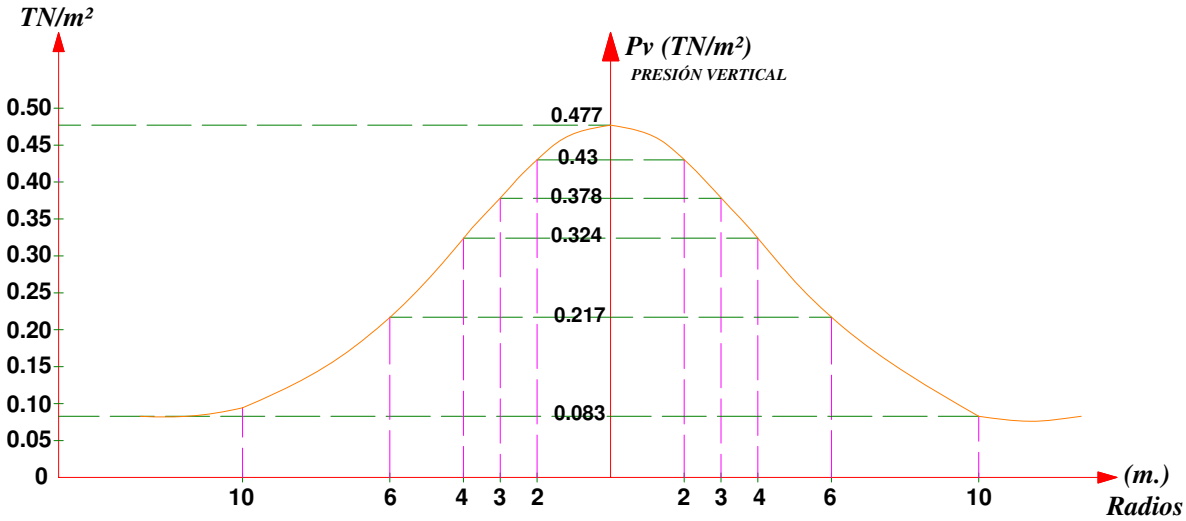
i.) Se determina P_V, aplicando la ecuación de Boussinesq; ya que Z > 3B

$$P_V = \frac{3Q}{2\pi Z^2}\left[\frac{1}{1+\left(\frac{r}{Z}\right)^2}\right]^{5/2} \quad .....(I)$$

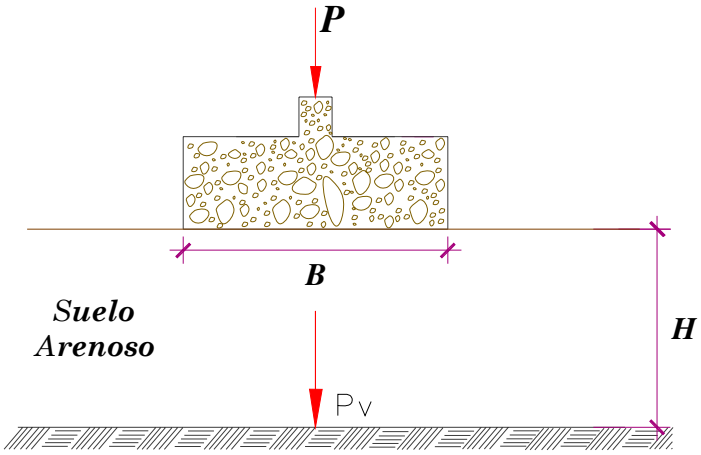
Reemplazando datos en (I); Q = 100 Tn., Z = 10 m., radios = 0, 2, 3, 4, 5, 6, 10 metros, obtenemos el siguiente cuadro de valores:

Radios (m.)	r = 0	r = 2 m.	r = 3 m.	r = 4 m.	r = 6 m.	r = 10 m.
P_V (Tn./m²)	0.477	0.43	0.378	0.324	0.217	0.083

ii.) Diagrama de presiones debajo de la zapata:



PROBLEMA Nº 4.- Sobre la zapata cuadrada de lado B, actúa una carga P, produciendo una presión vertical P_V a la profundidad H. Hallar el valor de H en función de B, de tal manera que P_V se pueda calcular, considerando P como una carga concentrada en un punto.



Solución:

i.) Para calcular P_V considerando "P" como una carga puntual, se deberá emplear la ecuación de Boussinesq, cuando r = 0; por tanto obtenemos:

$$P_V = \frac{3P}{2\pi H^2} .....(I)$$

Para emplear la ecuación de Boussinesq, tenemos como condición que: H ≥ 3B,

$$Como,\ 3B = H \qquad 2B = \frac{2}{3}H \ \Rightarrow 3B - B = \frac{2}{3}H$$

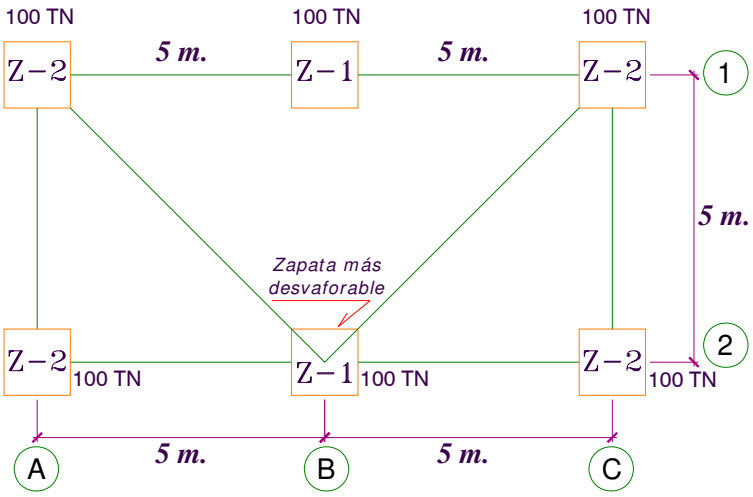
$$3B = B + \frac{2}{3}H = H \ \Rightarrow\ H = B + \frac{2}{3}H .....(II)$$

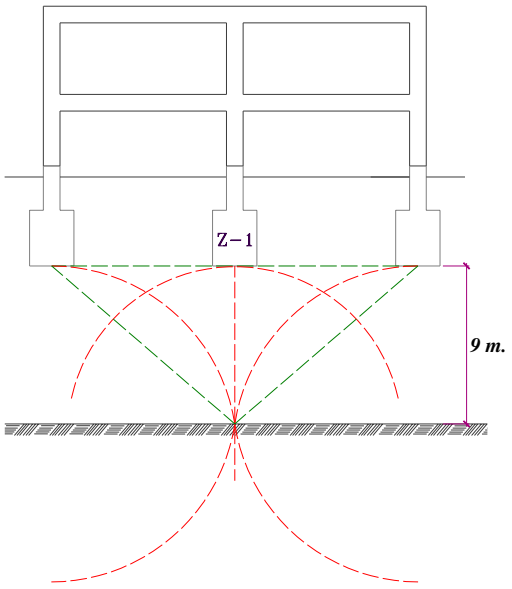
ii.) H es función de B; reemplazando (I) en (II):

$P_V = \dfrac{3P}{2\pi\left(B + \frac{2}{3}H\right)^2}$; despejando "H", obtenemos:

$$\boxed{H = \frac{3}{2}\left(\sqrt{\frac{3P}{2\pi P_V}} - B\right)}$$

PROBLEMA Nº 5.- Calcular la presión vertical a 9 m. de profundidad, debajo de la zapata más desfavorable.
Z-1 = Z-2 = 2.5 x 2.5 m., para todas las zapatas Df = 1.00 m.





Solución:

i.) La más desfavorable será la zapata central Z-1, ya que la presión debajo de ella, está afectado por las 6 zapatas.
Reemplazando datos en la ecuación de Boussinesq (Z > 3B)

$$P_V = \frac{3(100)}{2\pi(9)^2}\left[\frac{1}{1+\left(\frac{r}{9}\right)^2}\right]^{2.5}$$

Profundidad Z=9 m. (constante)

$Cuando\ \ r=0\ (debajo\ de\ Z-1)\ \Rightarrow\ P_V = 0.59\ \ Tn./m^2$

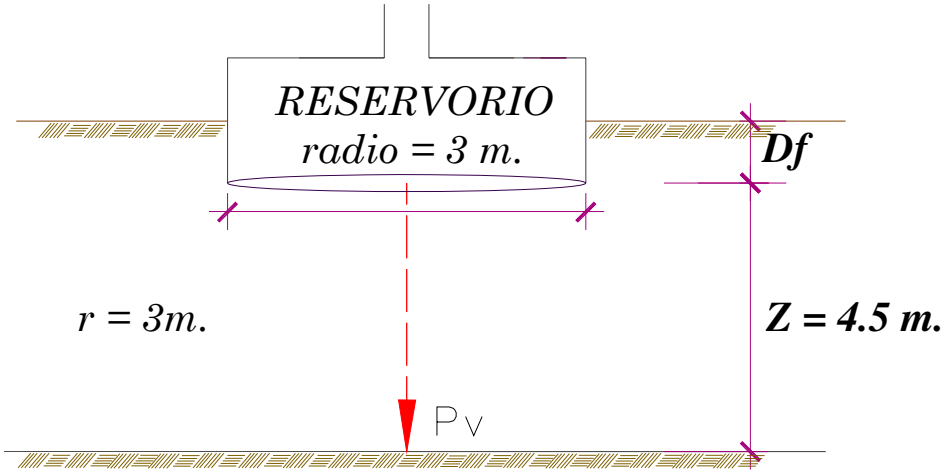
$Cuando\ \ r=5\,m.\ \Rightarrow\ P_V = 0.30\ \ Tn./m^2$

$Cuando\ \ r=\sqrt{50}\,m.\ \Rightarrow\ P_V = 0.17\ \ Tn./m^2 \rightarrow 2\ Zapatas$

ii.) Presión vertical debajo de (Z-1) (la más desfavorable):

$$P_V = 0.59 + 0.30(3\ zapatas) + 0.17(2\ zapatas)$$
$$P_V = 1.83\ Tn./m^2 = 0.183\ Kg./cm^2$$

PROBLEMA Nº 6.- Sobre la superficie de una masa elástica de gran extensión, existe una carga de 1.25 Kg./cm^2 distribuida sobre un área circular de 3 m. de radio. ¿Cuál es la intensidad de la presión vertical en el punto situado de 4.50 m. debajo del centro del circulo? ¿En el punto situado a la misma profundidad en el borde del círculo?



Solución:

i.) Presión vertical debajo del centro del círculo.

Donde:

q = 1.25 Kg. /cm^2 (carga o presión de contacto)

Z = 4.50 m.

r = 3 m.

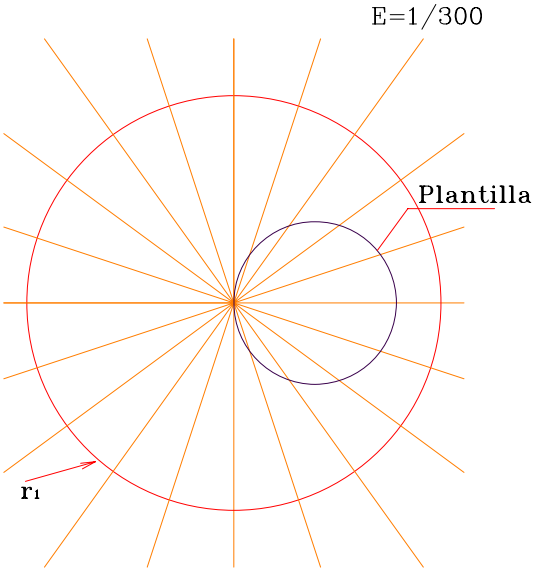
Reemplazando datos en la ecuación de Newmark:

$$P_V = 1.25\left[1 - \left(\frac{1}{1+\left(\frac{3}{4.5}\right)^2}\right)\right]^{3/2} = 0.53\ \ Kg./cm^2$$

WILBER CUTIMBO CHOQUE
wil-ber_2511@hotmail.com
Cel. 953686056

ii.) P_V en el borde del círculo. (se tiene el mismo proceso del PROBLEMA Nº 1)

Radio para los círculos:
$r_1 = 1.909 \times 4.5 = 8.59$ m.
$r_2 = 6.24$ m.
$r_3 = 4.99$ m.
$r_4 = 4.13$ m.
$r_5 = 3.45$ m.
$r_6 = 2.86$ m.
$r_7 = 0.518 \times 4.5 = 2.33$ m.
$r_8 = 0.400 \times 4.5 = 1.80$ m.
$r_9 = 0.269 \times 4.5 = 1.20$ m.



Se dibuja la base a la misma escala, coincidiendo el borde con el centro de los círculos, y se procede a contar el número de divisiones cubiertas:

$$\#\text{ de Ai} = 50.6$$

También se puede hallar el # de Ai, más fácilmente la TABLA I
De la tabla, para Z=4.50 m.; Escala a utilizar: 1/112.5
Entonces la correspondiente plantilla a utilizar será:

$$\frac{300\,cm.}{112.5} = 2.66\,cm. \quad (plantilla\ de\ 2.66\,cm.\ de\ radio)$$

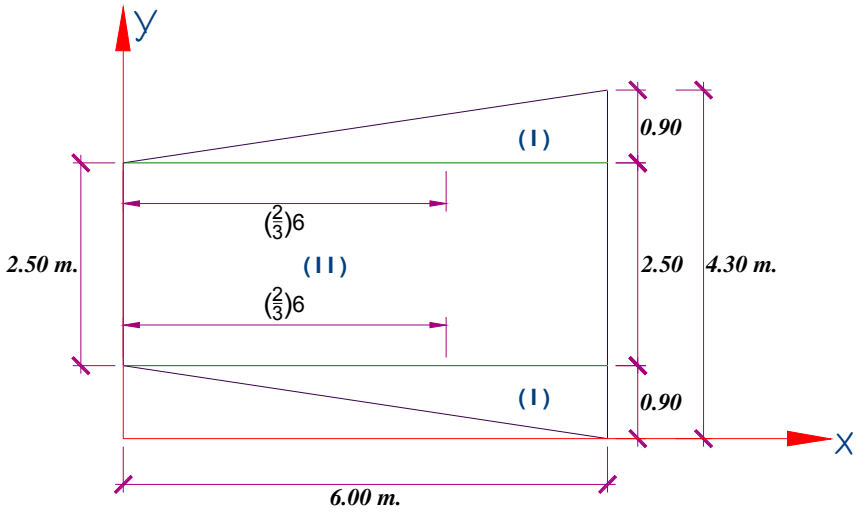
Se coloca esta plantilla, sobre la carta de NEWMARK, y encontramos que:

$$\boxed{\#\ de\ A_i = 50.6}$$

La presión vertical es:

$$P_V = C \times (\#A_i) \times (q) = (0.005)(50.6)(1.25)$$
$$P_V = 0.32\ \ Kg./cm^2$$

PROBLEMA Nº 7.- La cimentación trapezoidal de la figura es cargada con una fuerza que produce una presión uniforme de 2 Kg./cm^2 sobre todo el área. Hallar el incremento de presión que se produce en el centro de la cimentación y a una profundidad de 3 metros.



Solución:

i.) Hallando el centro de gravedad de la cimentación:

$$\overline{X} = \frac{\sum A \times X}{\sum A} = \frac{2\left(\frac{6\times 0.90}{2}\right)\left[\frac{2}{3}(6)\right] + (6\times 2.5)(3)}{2\frac{(6\times 0.90)}{2} + (6\times 2.5)} = 3.26\ m.$$

$\overline{Y} = 2.15\ m.$

ii.) Número de Ai:

De la Tabla I, para Z=3m. $\Rightarrow$ Escala =1/75

La correspondiente plantilla será:

$$\frac{250\ cm}{75} = 3.3\ cm.; \quad \frac{430\,cm}{75} = 5.73; \quad \frac{600\,cm.}{75} = 8\,cm.$$

Plantilla de 3.3 x 5.73 x 8 cm.

Se coloca la plantilla con el C.G. coincidiendo con el centro de la Carta de Newmark, y se procede a contar el # de divisiones cubiertas.

$$\boxed{\#\ de\ A_i = 102}$$

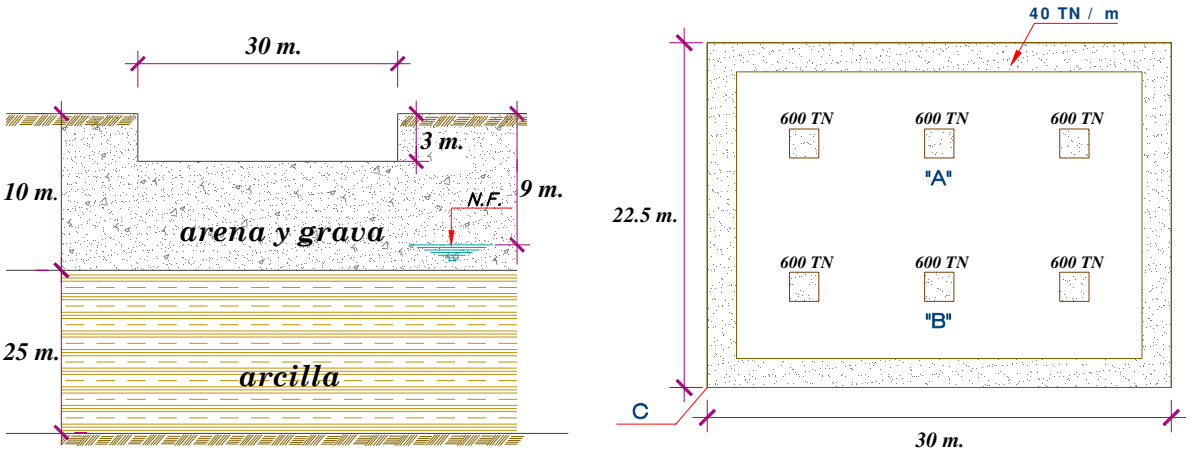
iii.) Incremento de presión en el centro de la cimentación.

$$P_V = C \times (\#A_i) \times (q) = (0.005)(102)(2\,Kg./cm^2)$$

$$P_V = 1.05\ \ Kg./cm^2$$

PROBLEMA Nº 8.- La figura mostrada corresponde a un edificio con planta de 30 y 22.5 m. La cimentación se hará con un sistema de 6 zapatas aisladas, cada una sujeta a una carga de 600 Tn., y 4 zapatas corridas perimetrales, sujetas a 40 Tn./m; todo el sistema se desplantará a 3 m. de profundidad. El γ_m de la arena y Grava del subsuelo, sobre el N.F. es de 1.9 Tn. /m^3. Calcule la distribución del esfuerzo normal vertical P_V, en el estrato de arcilla, a lo largo de las verticales que pasan por el punto A (centro del

área); B (punto medio de un lado mayor), y C (una esquina), calcule estos esfuerzos a las profundidades de 10, 22.5 y 35 metros.



Solución:

i.) Hallando las cargas

Carga por columna: 600Tn. x 6 = 3,600 Tn.
Carga por Zapata: 40Tn. /m x 105 = 4,200 Tn.
Carga por Total: 40Tn. /m x 105 = 7,800 Tn.

ii.) Presión de contacto en la base del edificio:

Área del edificio = 30 x 22.50 = 675 m^2

$$P_C\,(del\ edificio) = \frac{C\,\text{arg}\,a\ Total}{Área} = \frac{7{,}800}{675} = 11.6\ Tn./m^2$$

$$P_C\,(del\ terreno\ excavado) = \gamma \times H = (1.90)(3) = 5.7\ Tn./m^2$$

Lo que ocurre con el terreno excavado es una reducción en presión.

$$P_C\,(NETO) = 11.6 - 5.7 = 5.9\ Tn./m^2$$

Que viene a ser la P_C en la base del edificio, considerando los efectos de la excavación.

iii.) Esfuerzo normal vertical

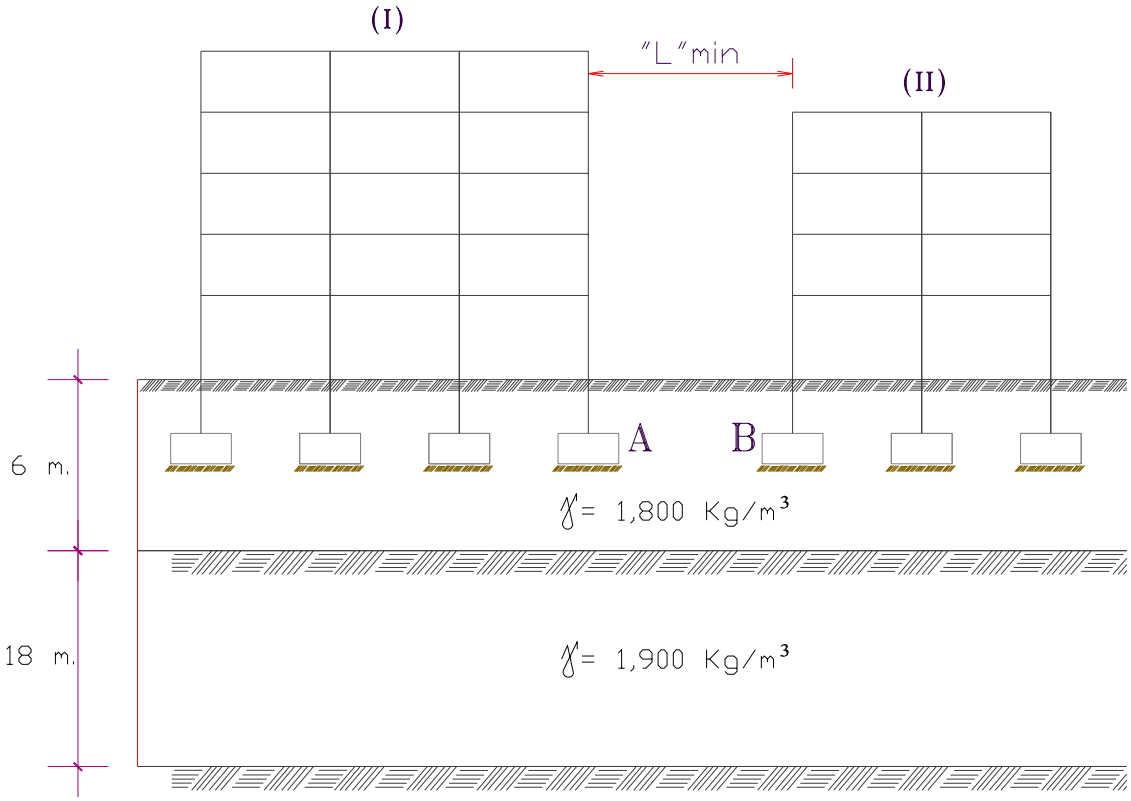
$$\Delta P_V = C \times \#A_i \times P_C \ldots\ldots\ldots\ldots(I)$$

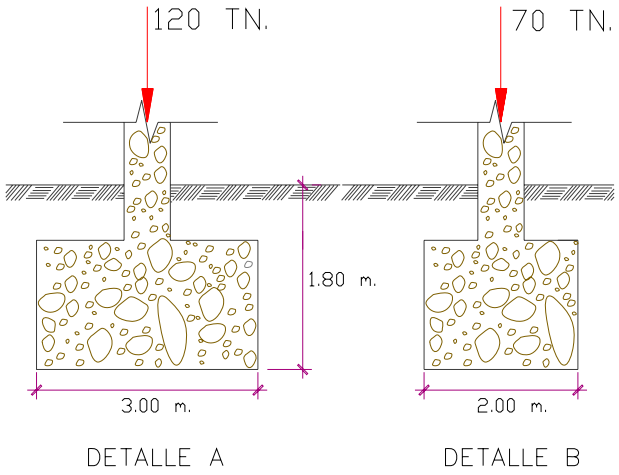
$$C = \frac{18^\circ}{360^\circ} - (0.10) = 0.005; \qquad P_C = 5.9\ Tn./m^2$$

de Ai = Se deberá hallar en el gráfico de Newmark, en donde los puntos A, B, C, de la cimentación, deberán coincidir con el centro del gráfico.
Por tanto, por cada punto a las diferentes profundidades, encontramos el # de Ai respectivo; reemplazando en (I), obtenemos el siguiente cuadro:

PUNTO	Z (m.)	# de Ai	Δ P_V (Tn./m^2)
A	10.00	40.1 x 4 = 160.4	4.73
	22.50	19.8 x 4 = 79.2	2.34
	35.00	10.4 x 4 = 41.6	1.23
B	10.00	44.2 x 2 = 88.4	2.60
	22.50	28.5 x 2 = 57	1.68
	35.00	17.7 x 2 = 35.4	1.044
C	10.00	44.8	1.321
	22.50	37.3	1.10
	35.00	26.5	0.78

PROBLEMA Nº 9.- La Zapata del detalle "A" del edificio "I", soporta 120 Tn., como se indica en la figura. Se debe hallar la distancia mínima "L" a la que se debe implantar el edificio "II", de tal manera que los bulbos de presiones de ambos edificios no se superpongan y originen problemas entre ambos edificios. Las Zapatas son cuadradas.





Solución:

i.) Presión de contacto debajo de las Zapatas:

$$q_A = \frac{Q}{A} = \frac{120\ Tn.}{3\times 3} = 13.33\ \ Tn./m^2 \ \text{(Zapata "A")}$$

$$q_B = \frac{Q}{A} = \frac{70\ Tn.}{2\times 2} = 17.50\ \ Tn./m^2 \ \text{(Zapata "B")}$$

ii.) Presión Vertical P_V:

Para el problema analizamos hasta el 10% de la presión de contacto, que será igual a la presión vertical P_V, activa de la carga; por tanto tenemos la P_V, respectivamente es:

$$P_{V(A)} = 1.33\ Tn./m^2; \qquad P_{V(B)} = 1.75\ Tn./m^2$$

iii.) Determinación de la profundidad hasta el 10% de la presión de contacto.

Para el 10% de q; empleamos la ecuación de Boussinesq, cuando r = 0:

$$P_V = \frac{3Q}{2\pi Z^2} \Rightarrow Z = \sqrt{\frac{3Q}{2\pi P_V}} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (I)$$

Reemplazando en (I):

Para la Zapata "A": Z = 6.565 m.

Para la Zapata "B": Z = 4.371 m.

iv.) Determinación de los diferentes radios para las 2 profundidades. De la ecuación de Boussinesq, despejando r, obtenemos:

$$r = \sqrt{\left(\frac{3Q}{P_V\ 2\pi Z^2}\right)^{2/5}} - 1\times(Z) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (II)$$

Dando valores a Z, hasta las respectivas profundidades y reemplazando valores en (II) obtenemos el siguiente cuadro:

ZAPATA "A"		ZAPATA "B"	
Z (m.)	**r (m.)**	**Z (m.)**	**r (m.)**
1.00	1.87	1.00	1.50
2.00	2.52	1.75	1.82
3.00	2.80	2.00	2.42
3.28	2.825	2.10	1.87
3.50	2.83	2.25	1.88
4.00	2.79	3.00	1.78
5.00	2.46	4.00	1.085
6.00	1.64	4.371	0.03
6.565	0.01	-	-

v.) Distancia mínima "L"

Con los datos obtenidos se grafican los bulbos de presiones y para que estos no se superpongan, se debe hallar los radios máximos de los mismos, que sumandolos obtenemos "L" mínimo:

"L"= 2.83 + 2.42 =5.25 metros.

PROBLEMA Nº 10.- Determinar la carga "P" que se transmite al terreno por medio de una zapata circular de 2.27 m^2 y 70 cm. de peralte, considerando que se origina una presión vertical de 0.313 Kg. /cm^2 a 1.75 metros por debajo del centro de la Zapata.

CAPITULO VI

ASENTAMIENTOS

I.- ASENTAMIENTOS EN ARCILLAS NORMALMENTE CONSOLIDADAS:

Arcillas normalmente consolidadas, son aquellas que nunca estuvieron sometidas a una presión mayor que la que corresponde a la cubierta actual. Es decir que la que soporta al presente por efecto de las capas de suelo situadas sobre ellas.

I.1.-COEFICIENTE DE COMPRESIBILIDAD (a_v) $cm^2/gr.$

El peso de la estructura o del terraplén, según sea el caso, incrementa la presión a la que esta sometida la arcilla desde P_o hasta P y origina una disminución de la relación de vacíos, desde e_o hasta e.

$$e_o - e = \Delta e = a_v.\ \Delta P$$

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta P} \quad \begin{matrix} \rightarrow \text{Deformación unitaria} \\ \rightarrow \text{Incremento de carga} \end{matrix}$$

$$a_v = \frac{e_o - e}{\Delta P(gr./cm^2)}$$

I.2.-COEFICIENTE DE COMPRESIBILIDAD VOLUMETRICA (m_v) $cm^2/gr.$

La disminución de porosidad es:

$$\Delta n = \frac{e}{1+e_o} = \frac{a_v.\Delta P}{1+e_o} = m_v.\Delta P$$

$$\Rightarrow \quad \boxed{m_v = \frac{a_v}{1+e_o}}$$

I.3.- ASENTAMIENTO (S) cm.

$$\boxed{S = H \times \Delta P \times m_v}$$

Compresión de la arcilla por unidad de espesor original bajo la influencia de un aumento de presión.

H = Espesor de la capa de arcilla.
ΔP = Aumento de presión.

Sustituyendo las anteriores ecuaciones en la última ecuación obtenemos:
La compresión (S) que sufre el estrato confinado de arcilla normalmente consolidada es:

$$S = H \times \frac{C_C}{1+e_o} \times Log_{10} \frac{P_o + \Delta P}{P_o}$$

C_C = Índice de compresión = 0.009 (L. L. - 10%)
P_o = Presión efectiva en el estrato de arcilla.
e_o = Relación de vacíos inicial
ΔP = Presión vertical en el centro de la capa de arcilla.

II.- ARCILLAS PRECONSOLIDADAS.

Son aquellas que alguna vez en su historia geológica, han estado sometidas a presiones mayores de la que resulta de su cubierta actual. Esta mayor presión temporaria pudo haber sido causada por el peso de estrato de suelo, que fueron luego erosionados por el peso de hielo que mas tarde se derritió o por desecación de la arcilla.

Si $\frac{C}{P_o} >> 0.11 + 0.037IP \quad \Rightarrow$ Es arcilla preconsolidada.

Si $\frac{C}{P_o} << 0.11 + 0.037IP \quad \Rightarrow$ Es arcilla consolidada.

C = Cohesión
P_o = Presión efectiva
I.P. = Índice de plasticidad $\qquad S' = 0.25S$

III.- TEORÍA DE LA CONSOLIDACIÓN.

Proceso de disminución de volumen que tiene lugar en un lapso de tiempo provocado por un incremento de las cargas sobren el suelo.Si se aumenta la carga que actúa sobre una capa de suelo poroso, saturado, compresible como es el caso de la arcilla, la capa se comprime y expulsa agua de sus poros. A este fenómeno se le llama consolidación.

III.1.- VELOCIDAD DE CONSOLIDACIÓN.

$$t = \frac{T_V \times H^2}{C_V} \qquad U\% = f(T_V)$$

t = Tiempo de consolidación.

T_V = Factor tiempo.(del gráfico) $\qquad T_V = \frac{tK(1+e_0) \times t}{a_V \times \gamma_W \times H^2}$

C_V = Coeficiente de consolidación (cm^2/seg.)

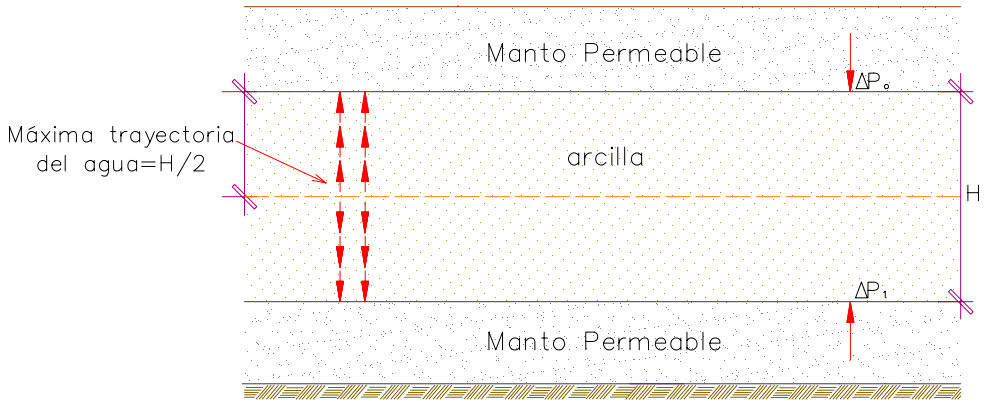
$$C_V = \frac{K(1+e)}{\gamma_W . a_V} \quad ; \qquad \text{K = Coeficiente de permeabilidad.}$$

a_v = Coeficiente de compresibilidad

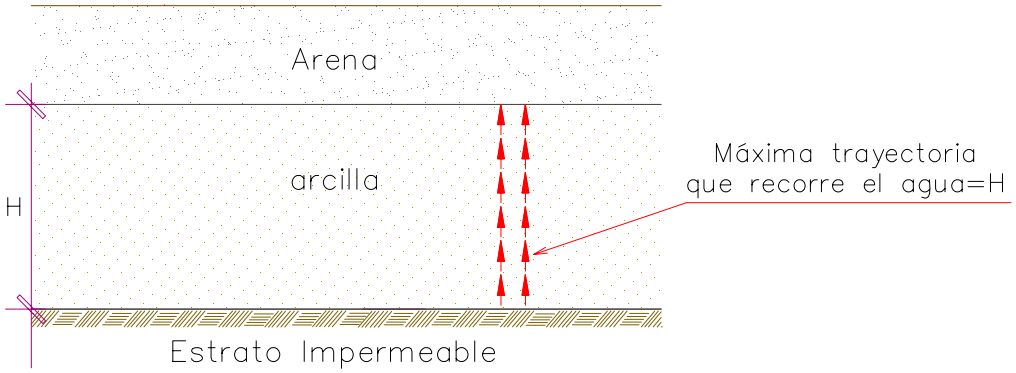
U % = Grado de consolidación en porcentaje.

H = Espesor, de acuerdo a la capa de arcilla.

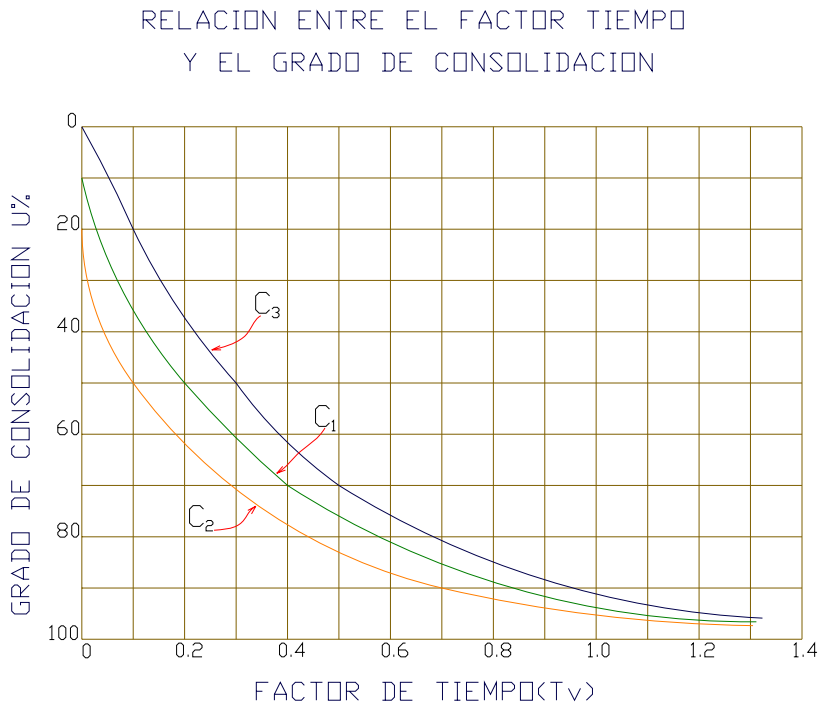
a. Si es capa abierta.- La arcilla se encuentra entre estratos de arenas o mantos permeables. Por tanto, el agua para abandonar el estrato tiene que recorrer: $\frac{H}{2}$



b. Si es capa semiabierta.- La arcilla se encuentra sobre una frontera impermeable; por tanto el agua para abandonar el estrato, tiene que recorrer la distancia: H



(Fig. 5) RELACIÓN ENTRE EL FACTOR TIEMPO Y EL GRADO DE CONSOLIDACIÓN

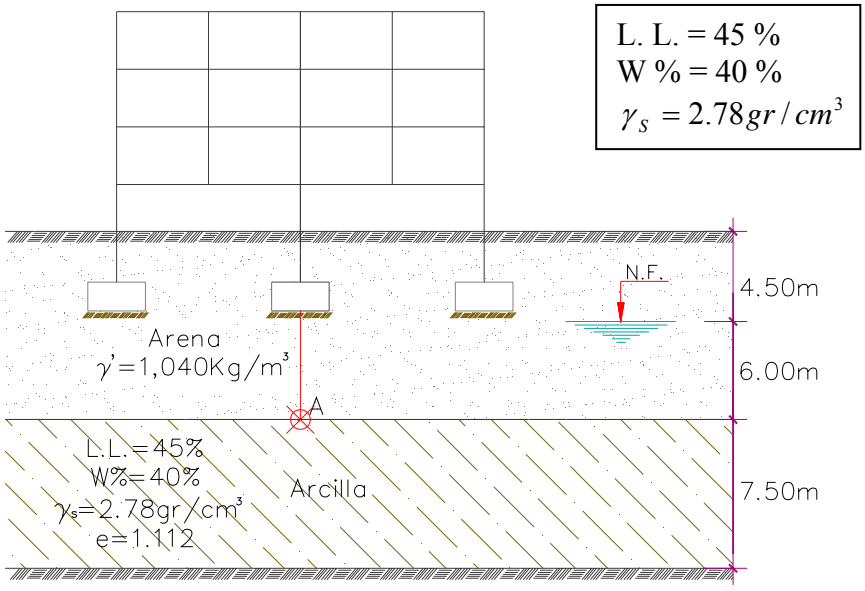


C_1 = Se usa en capas abiertas.
C_2 = Capas semiabiertas.
C_3 = Capas semiabiertas, donde ΔP es igual a cero en su parte superior.

PROBLEMAS RESUELTOS

PROBLEMA Nº 1.- El edificio construido sobre la superficie del perfil que se indica en la figura, aumenta la presión existente sobre la arcilla N. C. en 1.8 Kg./cm^2. Calcule el asentamiento promedio del edificio. Presión producido por el edificio en el punto "A"(sobre la arcilla) =1.8 Kg./cm^2

WILBER CUTIMBO CHOQUE
wil-ber_2511@hotmail.com
Cel. 953686056



Solución:

i) El asentamiento en arcillas normalmente consolidadas esta dado por:

$$S = H \times \frac{C_C}{1+e_o}.Log_{10}\frac{P_O + \Delta P}{P_O} \quad \text{..... (I)}$$

$$C_C = 0.009(L.L. - 10\%) = 0.009(45-10) = 0.315$$

Relación de vacíos inicial (e_o):

$G\%.e_o = S_S.W\%$; Donde: S_S 0 2.78 y G % = 100 %

$e_o = 2.78\ (0.40) = 1.112$

Presión efectiva en el estrato de arcilla:

$$\gamma_{sat(arena)} = \gamma' + \gamma_W = 2{,}040 Kg/m^3$$

$$P_o = \gamma'(H)' = 2{,}040(4.50) + 1{,}040(6) = 15{,}420 Kg/m^2$$

$$P_o = 1.54 Kg/cm^2 \quad ; \quad \Delta P = 1.8 Kg/m^2$$

ii) Asentamiento promedio del edificio:
En (I):

$$S = 750.\frac{0.315}{2.112}.Log\frac{1.54+1.8}{1.54} = 28.5cm.$$

PROBLEMA Nº 2.- En una prueba de consolidación de una muestra de arcilla inalterada, se obtuvieron los siguientes datos:

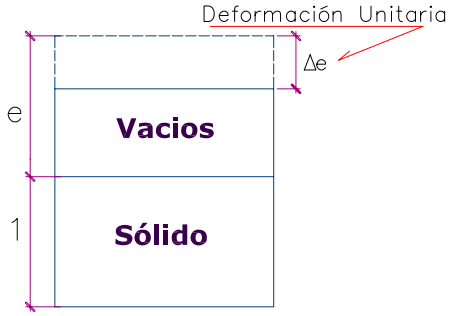
$P_1 = 1.50\ Kg/cm^2$ $e_1 = 1.30$
$P_2 = 3.00\ Kg/cm^2$ $e_2 = 1.18$
H = 1.30 cm. (altura de la muestra)

a) Calcule el coeficiente de compresibilidad,
b) Calcule el coeficiente de variación volumétrica.
c) Calcule el coeficiente de permeabilidad.
d) Calcule el coeficiente de consolidación.

Si el tiempo requerido para alcanzar el 50 % de consolidación es de 20 minutos.

Solución:

Para la muestra de arcilla tenemos:



$$\Delta e = e_1 - e_2 = 1.3 - 1.18 = 0.12$$

$$\Delta P = P_2 - P_1 3 - 1.5 = 1.5 Kg/cm^2$$

a) Coeficiente de compresibilidad.

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta P} = \frac{0.12}{1.50} = 0.08 cm^2/seg.$$

b) Coeficiente de variación volumétrica.

$$m_V = \frac{a_V}{1+e_o} = \frac{0.08}{1+1.30} = 0.035 cm^2/Kg.$$

c) Coeficiente de permeabilidad.

De la relación: $T_V = \frac{C_C(t)}{H^2}$; donde: $C_C = \frac{K(1+e_o)}{a_V.\gamma_W}$

Entonces: $T_V = \frac{K(1+e_o)}{a_V.\gamma_W.H^2}$

Despejando la permeabilidad:

$$K = \frac{a_V.\gamma_W.H^2.T_V}{(1+e_o)t} \quad \text{..... (\&)}$$

$\gamma_W = 1 gr/cm^3$; $a_V = 0.08 cn^2/Kg. = 8\times10^{-5} cm^2/gr.$

$H = 1.30 cm.$; $e_o = 1.30 cm.$; $t = 20\,\text{min}. = 1{,}200 seg.$

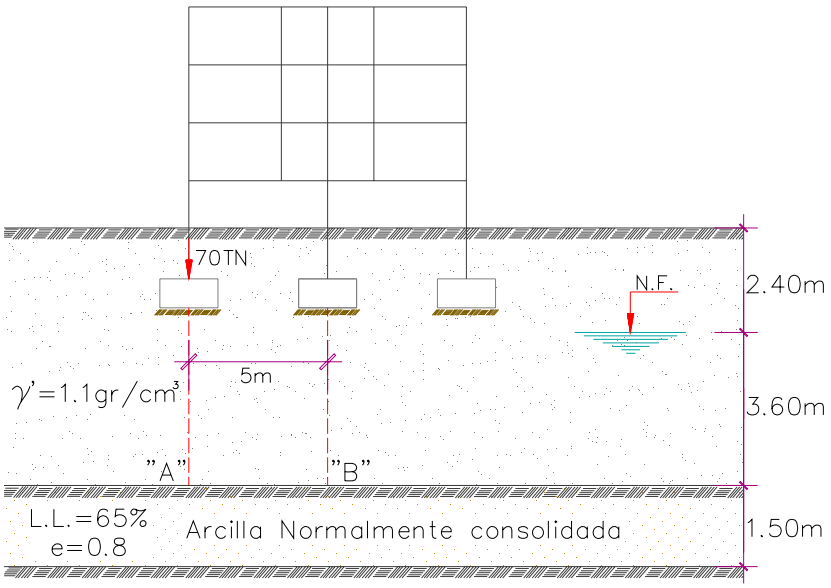
Por dato: "t" para el 50 % es = 20 min.; por tanto el 50 % interceptado con la curva "C_2" (fig. 5), nos entrega un valor para T_V:

$$T_V = 0.2$$

Reemplazando los valores en la expresión (&), obtenemos:

$$K = \frac{(0.08)(1.3)^2(0.2)}{(2.3)(1{,}200)} = 9.79\times10^{-9} cm/seg.$$

PROBLEMA Nº 3.- Dado el perfil de suelo mostrado en la fig. y la carga concentrada, P = 7 Tn.,que transmite al punto "A" una presión de 0.25 Tn/m^2 y al punto "B" una presión de 0.88 Tn/m^2. Determinar el asentamiento diferencial entre el punto "A" y "B".



Solución:

i) El asentamiento en arcillas N.C. esta dado por:

$$S = H \times \frac{C_C}{1+e} Log_{10} \frac{P_o + \Delta P}{P_o} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{(I)}$$

Presión efectiva sobre el estrato de arcilla:

Donde: $\gamma_{sat.} = \gamma' + \gamma_W = 2.1 gr/cm^2$

Por tanto tenemos:

$P_O = (2.1)(240) + (1.1)(360) = 900 gr/cm^2$

Espesor de la capa de arcilla (H) = 150cm.

$C_C = 0.009(65\% - 10\%) = 0.5$

ii) Asentamiento En el punto "A"; cuando $\Delta P = 88 gr/cm^2$

Reemplazando en (I):

$$S_A = \frac{150(0.5)}{1+0.8} Log \frac{900+25}{900} = 0.5cm.$$

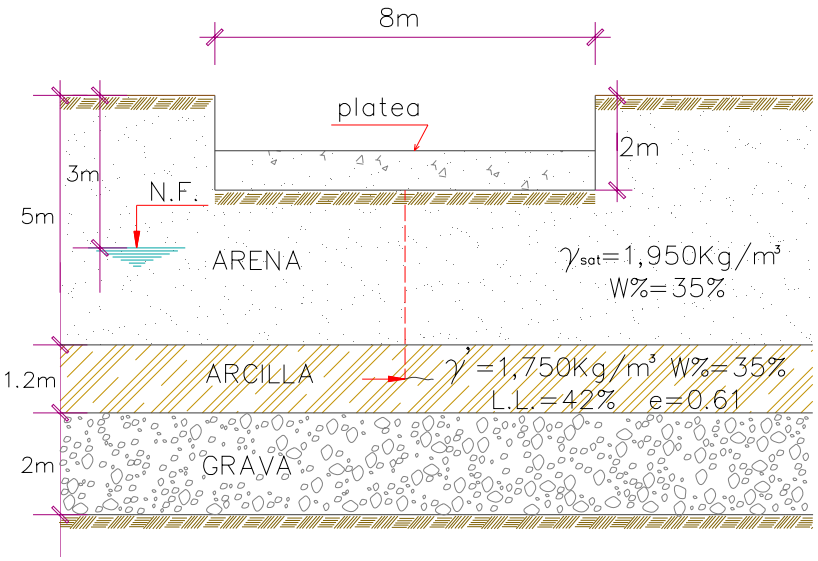
iii) Asentamiento en el punto "B", cuando $\Delta P = 88 gr/cm^2$

$S_B = 1.7cm.$

iv) Asentamiento diferencial entre el punto A y B:

$S' = S_B - S_A = 1.7 - 0.5 = 1.2cm.$

PROBLEMA Nº 4.- Sobre un estrato de arena como se muestra en la fig. se efectúa una excavación de 8 x 8 x 2 m., para cimentar una platea, sabiendo que esta produce una presión de contacto de 4 Kg/cm. Determine el asentamiento máximo.



Solución:

i) Para el estrato de arena:

$\gamma' = \gamma_{sat.} - \gamma_W = 950 Kg/m^3$

ii) Para el estrato de arcilla; donde G % = 100 %; S_S = 1.75

$S_S : W\% = G\%.e \qquad \Rightarrow \qquad e = (0.35)(1.75) = 0.61$

$\gamma'_m = 1{,}750 - 1{,}000 = 750 Kg/m^3$

Presión efectiva en el centro del estratote arcilla:

$P_O = (1{,}950)(3) + (950)(2) + (750)(0.6) = 8{,}200 Kg/m^2$

$P_O = 0.82 Kg/cm^2$

iii) Incremento de presión vertical en el centro del estrato arcilloso:

$P_{C(1)} = 4 Kg/cm^2$ (Presión de contacto de la platea)

Presión de contacto del terreno:

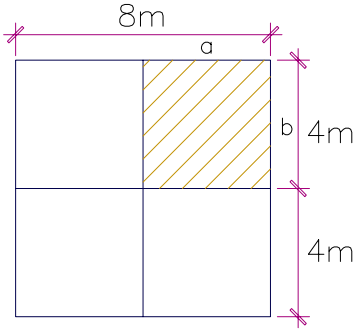
$P_{C(2)} = \gamma.h = (1{,}950)(2) = 3{,}9004 Kg/m^2 = 0.39 Kg/cm^2$

Por tanto la presión de contacto neta es:

$P_C = P_{C(1)} - P_{C(2)} = 4 - 0.39 = 3.61 Kg/cm^2$

El ΔP_V, según el método de STEINBRENNER es:

$\Delta P_V = P_C.K$ ..... (&)



Prof. Hasta el centro de la arcilla:

$Z = 3.6$ m.

$m = \frac{a}{b} = 1$

$$n = \frac{Z}{b} = \frac{3.6}{4} = 0.9$$

Con estos dos valores nos dirigimos al grafico de Steinbrenner y encontramos el valor de K:

$$K = 0.18$$

Reemplazando en la expresión (&) obtenemos:

$$\Delta P_V = (3.61)(1.18)x4áreas = 2.60 Kg/cm^2$$

iv) Asentamiento máximo en la arcilla N. C.:

$$S = H.\frac{C_C}{1+e}.Log\frac{P_O + \Delta P}{P_O} \qquad ; \qquad C_C = 0.009(42\% - 10\%)$$

$$C_C = 0.28$$

$$H = 1.20cm.$$

$$S_{\max.} = \frac{(120)(0.28)}{1+0.61}.Log\frac{(0.82)+(2.60)}{0.82} = 13cm.$$

PROBLEMA Nº 5.- De una capa de arcilla de 6 m. de espesor, situada entre 2 estratos de arena, se obtuvieron varias muestras representativas, que ensayadas a consolidación, dieron para C_V, un valor medio de 4.92 x 10^{-4} cm^2.seg. Un edificio construido encima de la capa aumentó la tensión media sobre la misma y el edificio empezó a asentarse.

¿Cuántos días son necesarios para que se produzca la mitad del asentamiento total?

Solución:

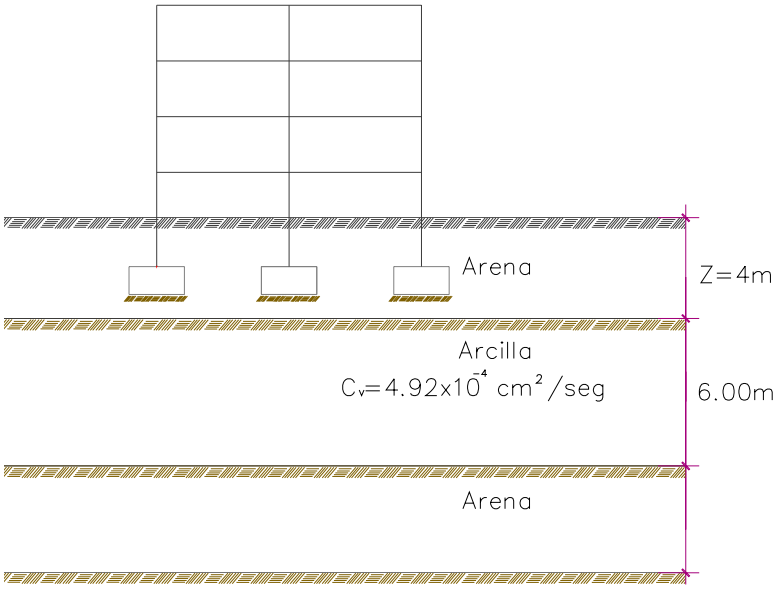
i) Por teoría, el tiempo de consolidación esta dado por:

$$t = \frac{T_V.H^2}{C_V} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (\&)$$

T_V = Se obtiene se la Curva de Tiempo (Fig. 5) cuando U % = 50 %; interceptado con la curva C_1, por tratarse de una capa abierta.

$$T_V = 0.20$$

H = 300 cm. (ya que se trata de una capa abierta)
C_V = 4.92 x 10^{-4} cm^2/seg.



ii) Tiempo necesario en días; en (&):

$$t = \frac{(0.20)(300)^2}{4.92\times10^{-4}} = 36`585,365.85 seg.$$

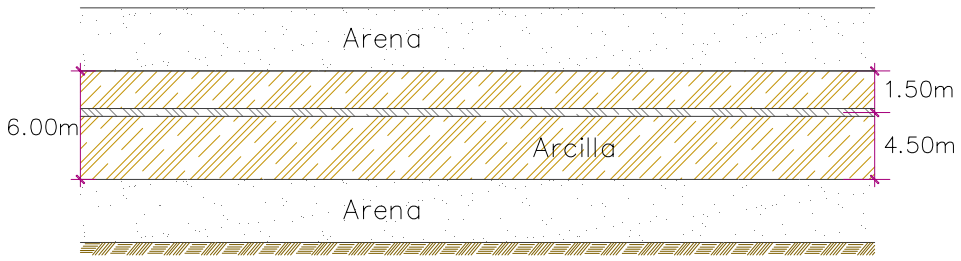
1 dia=60x60x24=86,400 seg

$$t = 423.4 días$$

PROBLEMA Nº 6.- Si la capa de arcilla del problema anterior, contiene una delgada capita de drenaje, situada a 1.50 metros de su borde superior, ¿Cuántos días se requieren para alcanzar la mitad de la consolidación.

Solución:

i) Gráfico del perfil estratigráfico:



ii) "t" en la capa de 1.50 m.

$$\boxed{t = \frac{T_V . H^2}{C_V}} \quad \text{..... (&)}$$

$H = \frac{150}{2} 075cm.$; $T_V = 0.20$

Reemplazando en (&):

$$t = \frac{0.20(75)^2}{4.92 \times 10^{-4}} = 2`286,585.4seg = 26.46días.$$

iii) "t" en la capa de 4.50 m.

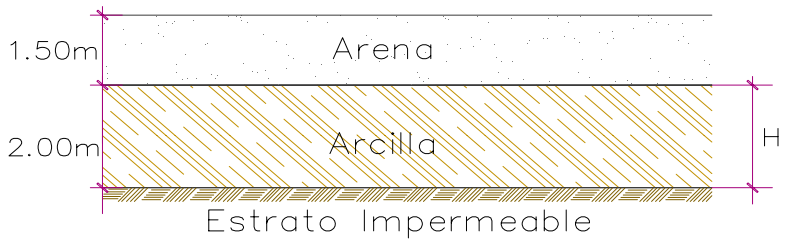
$H = 225\ cm.$; $T_V = 0.20$

Reemplazando en (&):

$\boxed{t = 238\ días}$

El tiempo requerido es 238 días, ya que como el asentamiento es simultáneo, la primera capa demora menos tiempo.

PROBLEMA Nº 7.- Los resultados de un ensayo de consolidación sobre una muestra de arcilla con u espesor de 2.5 cm. Indican que la mitad de la consolidación total se produce durante los primeros 5 minutos. ¿Cuánto tardaría un edificio construido encima de la capa de la misma arcilla para experimentar el 75 % de su asentamiento?



Solución:

i) Para el ensayo de consolidación sobre la muestra tenemos:

$C_V = \frac{T_V . H^2}{t}$ ..... (&)

$H = \frac{2.5}{2} = 1.25\ cm.$ (Capa abierta, debido a que esta drenada por arriba y por abajo)

T_V = De la curva de tiempo (fig. 5); para el 50 % de consolidación interceptado con la curva C_1 para capas abiertas.

$T_V = 0.2$

Reemplazando en (&):

$C_V = \frac{0.2(1.25)^2}{5\ \text{min.}} = 0.0625\ cm^2/\text{min.}$

ii) Para el estrato de arcilla:

H = 200 cm. (se trata de una capa semiabierta)

T_V = Para: U % = 75 %; interceptado con la curva C_2, obtenemos:

$T_V = 0.35$

Reemplazando en (&), y despejando "t", obtenemos lo pedido:

$$t = \frac{0.35(200)^2}{0.0625} = 224{,}000 \text{ minutos } 2.82 \approx 3 \text{ dias}$$

***PROBLEMA Nº 8*.-** Calcular el asentamiento de un estrato compresible de 3 m. de espesor, limitada en su parte superior por una capa horizontal de 10 cm. de arena y por abajo por un espesor indefinido, del mismo material, el estrato compresible esta sujeto a una presión de 5 Tn/m^2 en una arena muy grande, la consolidación bajo dicha presión hace variar la relación de vacíos de 3 a 2.3.

Calcular el tiempo en el cual ocurrirá la mitad del hundimiento total, supuesto que estrato compresible tiene una permeabilidad de 10^{-7} cm/seg.

Solución:

$$S = H.P.m_V \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{ (I)}$$

$$m_V = \frac{a_V}{1+e_o} \quad ; \qquad \text{donde: } a_V = \frac{e_o - e_1}{\Delta P} = \frac{3-2.3}{500} = 1.4\times10^{-3} \ cm^2/gr.$$

$$m_V = \frac{1.4x10^{-3}}{1+3} = 3.5x10^{-4} cm^2/gr. \quad ; \qquad H = 300 \ cm.$$

Reemplazando en (I), obtenemos el asentamiento: 5 TN/m^2 =500 gr./cm^2

$$S = (300)(500)(3.5x10^{-4}) = 52.5 \ cm.$$

Tiempo de consolidación (t):

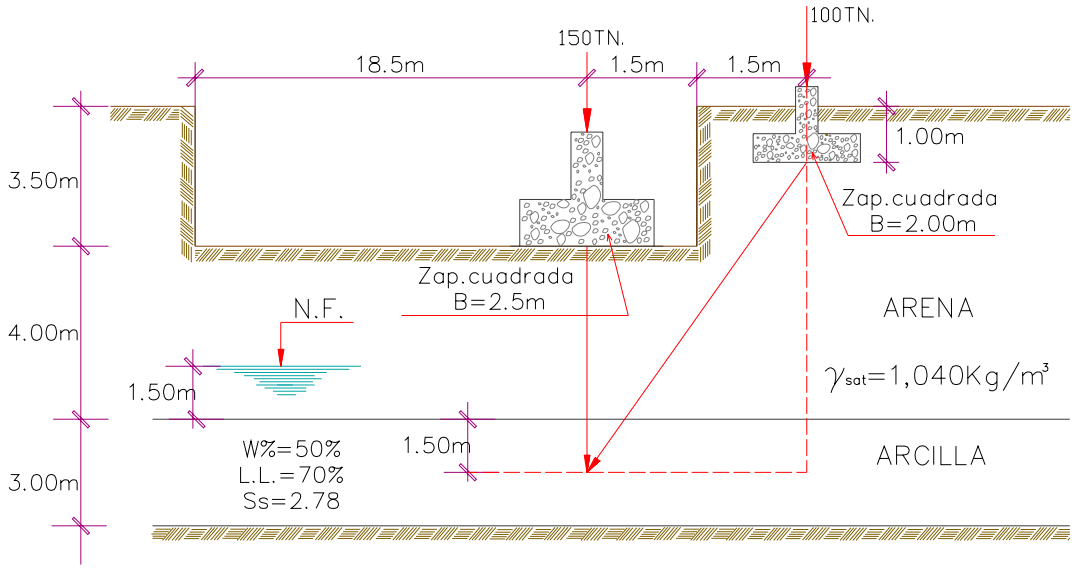
$$C_V = \frac{K}{m_V.\gamma_W} = \frac{10^{-7} \ cm/seg.}{3.5X10^{-4} cm^2/gr\,(1)\,gr/cm^3} = 2.86X10^{-4} cm^2/seg.$$

$T_V = 0.20$ (U % = 50 %; interceptado con C_1)

$$t = \frac{T_V.H^2}{C_V} = \frac{(0.2)(150)^2}{2.86x10^{-4}} = 15`734{,}265.73 seg.$$

$$t = 182.10 días$$

***PROBLEMA Nº 9*.-** Hallar el asentamiento que se producirá en la zapata del sótano, que se construye después; después de efectuar la excavación de 20 x 20 m. y 3.50 m. de profundidad.



Solución:

i) γ_m del estrato arcilloso:

$$S_S.W\% = G\%.e \qquad \Rightarrow \qquad e = 2.78(0.50) = 1.39$$

$$\gamma_{sat.} = \frac{S_S + G\%.e}{1+e} = \frac{2.78+1.39}{1+1.39} = 1{,}745 \ \ Kg/m^3$$

ii) Presión efectiva (Po) en el centro del estrato arcilloso:

$$\gamma_{sat(arena)} = 2{,}040 \ \ Kg/m^3$$

Por tanto:

$$P_o = (2{,}040)(6) + (1{,}040)(1.5) + (745)(1.5)$$

$$P_o = 14{,}917.5 \ \ Kg/m^2 = 1.49 \ \ Kg/cm^2$$

iii) ΔP_v, en el centro de la capa de arcilla, debido a la zapata de 100 Tn.

Como la profundidad "Z" = 8 m. > 3(Base); entonces usaremos la ecuación de BOUSSINESQ:

$$\Delta P_{V(1)} = \frac{3Q}{2\pi Z^2}\left[\frac{1}{1+\left[\frac{r}{Z}\right]^2}\right]^{5/2} = \frac{3(100{,}000)}{2.\pi(800)^2}\left[\frac{1}{1+\left[\frac{3}{8}\right]^2}\right]^{5/2}$$

$$\Delta P_{V(1)} = 0.054 \ \ Kg/cm^2$$

iv) ΔP_V, debido a la zapata de 1.50 Tn.

Como "Z" = 5.5 m. < 3B; por lo tanto utilizamos el método de NEWMARK:

$$\Delta P_V = P_C.C.A_i \quad \cdots\cdots\cdots\

$$P_C = \frac{Q}{A} = \frac{150{,}000\ \ Kg}{62{,}500\ \ cm^2} = 2.4\ \ Kg/cm^2 \qquad ; \qquad C = 0.005$$

El número A_i, en la carta de Newmark, para Z = 5.5 m. haciendo coincidirle centro de la zapata con el centro de la carta.

$$\#\ \ de\ \ A_i = \ \ 4.7(4)\ \ = 18.8$$

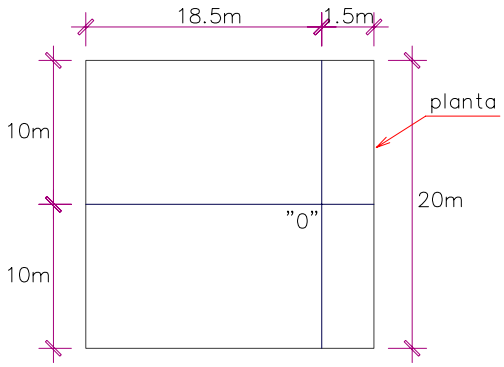
En la ecuación (&):

$$\Delta P_{V(2)} = (2.4()(0.005)(18.8) = 0.223 Kg/cm^2$$

v) Reducción en presión por efectos de excavación.

Presión de contacto del terreno a excavarse:

$$P_C = \gamma_{SAT.}.h = (2{,}040)(3.5) = 7{,}140\ \ Kg/m^2 = 0.714\ \ Kg/cm^2$$



El número A_i, se halla para Z = 5.5 m., coincidiendo el punto "C" con el centro del gráfico.

$$\#\ \ de\ \ A_i = \ \ 60.7(2)\ \ = 121.14$$

En la ecuación (&):

$$P_{V(3)} = 0.43\ \ Kg/cm^2 \quad \text{(Reducción en presión)}$$

vi) P_V NETA:

$$P_{V(Neto)} = \Delta P_{V(1)} + \Delta P_{V(2)} - \Delta P_{V(3)} = -0.153 Kg/cm^2$$

vii) Determinando el asentamiento:

$$S = H.\frac{C_C}{1+e}.Log_{10}\frac{P_O + \Delta P}{P_O} \qquad ; \qquad C_C = 0.009(70\% - 10\%)$$

$$C_C = 0.54$$

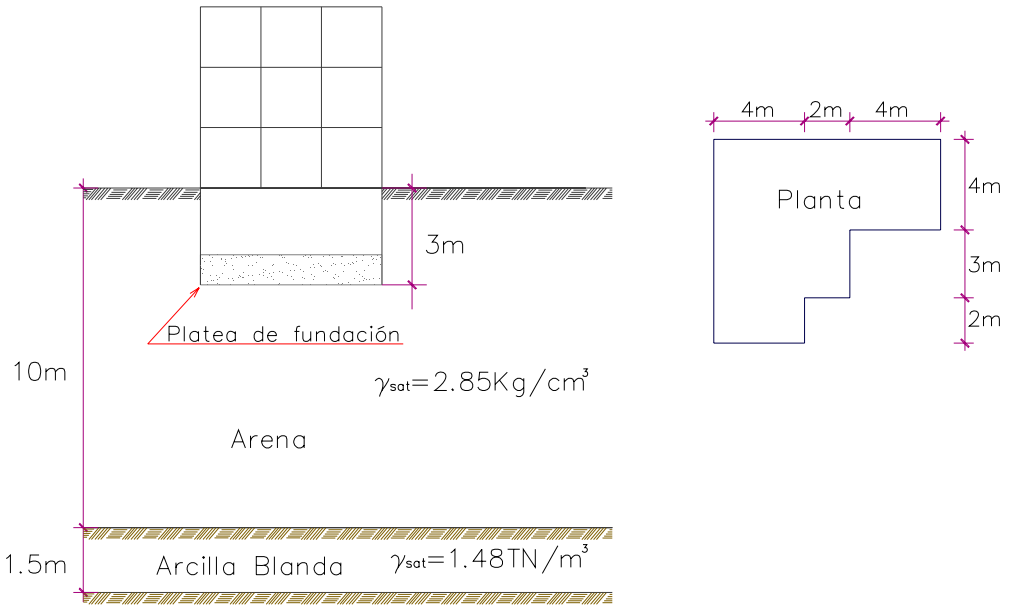
$$S = 300.\frac{3.54}{1+1.39}.Log_{10}\frac{1.49+0.153}{1.49} = -3.18\ \ cm.$$

Podemos decir que no existe asentamiento y que el signo (-), es debido a la mayor duración o aliviación en presión, a causa del volumen excavado.

WILBER CUTIMBO CHOQUE
wil-ber_2511@hotmail.com
Cel. 953686056

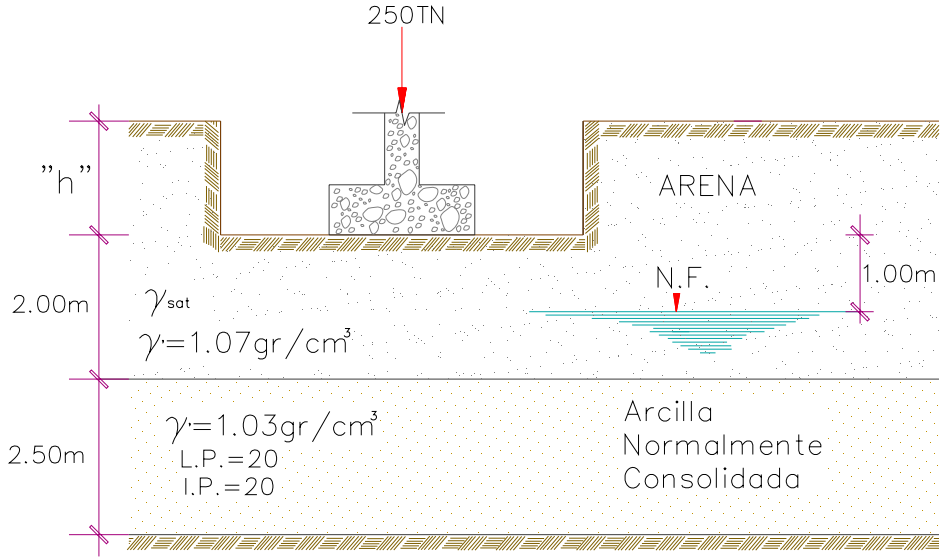
***PROBLEMA Nº 10*.-** En la figura se muestra la planta de un edificio cuyo peso total es de 6,000 Tn., para el centro del edificio hallar:

a) El esfuerzo sobre la roca, cuando no se ha realizado la excavación; cuando se ha realizado la excavación para la cimentación y cuando se ha construido el edificio.
b) Calcular el asentamiento de la arcilla, si la relación de vacíos en el estado natural es 1.13
c) Calcular el tiempo que se requiere para que se produzca el 86% del asentamiento en la arcilla.



***PROBLEMA Nº 11*.-** Se realiza una gran excavación de 12 m., 16 m., h, con la finalidad de reducir a cero el asentamiento del estado arcilloso que se produciría en el centro de una zapata cuadrada de 3.5 m. de lado que recibe una carga de 250 Tn.

a) Hallar la profundidad "h" para cumplir lo deseado.
b) Cuando h = 2.00 m. ¿existe asentamiento? ¿Cuánto?



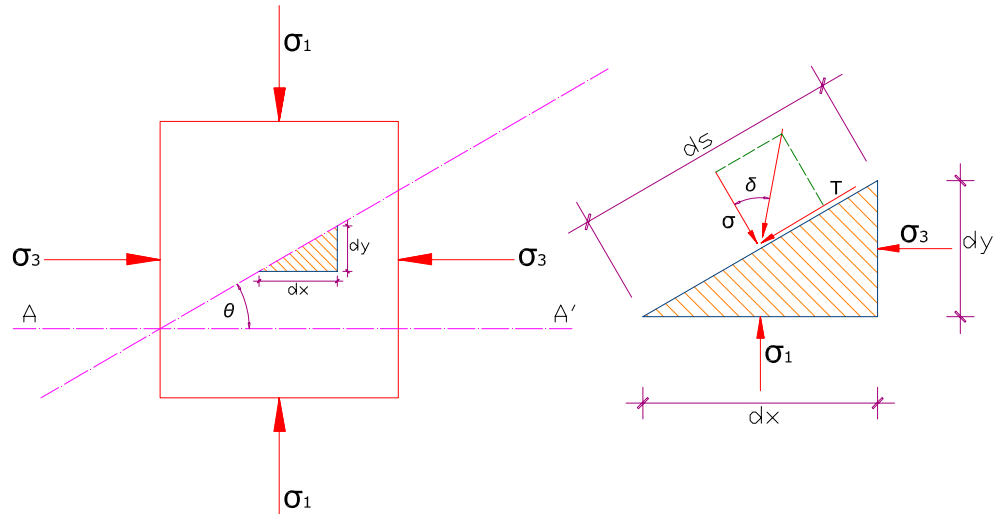
CAPITULO VII

RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LOS SUELOS (RESISTENCIA AL CORTE)

La resistencia al Esfuerzo Cortante, en general es un factor importante para determinar, la capacidad máxima de carga de suelos, la estabilidad de terraplenes y la presión contra muros de retención. Varía con el tipo de suelo, profundidad y perturbaciones estructurales, también debido a la saturación capilar, contenido de humedad y filtración. Se determina en pruebas de laboratorio y campo.

I. ESFUERZO NORMAL (σ) Y ESFUERZO CORTANTE (τ)

Considerando un espécimen de suelo sujeto a compresión triaxial.



$\sigma_1 = Esfuerzo\ \mathrm{Pr}incipal\ Mayor$

$\sigma_3 = Esfuerzo\ \mathrm{Pr}incipal\ Menor$

El análisis del prisma triangular, conduce a las ecuaciones del esfuerzo normal y esfuerzo cortante respectivamente.

$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} Cos\,2\theta$$

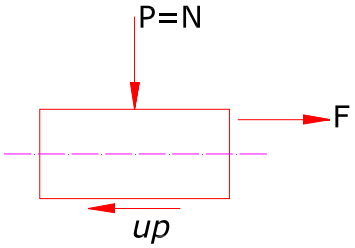
$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} Sen\,2\theta$$

En base a estas ecuaciones se construye el círculo de MOHR.

II. RESISTENCIA AL CORTE DE SUELOS NO COHESIVOS.

$$\boxed{\tau = \sigma Tang\,\phi} \text{.....(Coulomb)}$$

σ = Esfuerzo Normal Promedio.
Ø = Angulo de fricción interna.



$$\tau = \frac{F}{A} = \frac{\mu P}{A} = \mu\sigma \quad pero \quad \mu = Tang\,\phi$$

$$\tau = \sigma Tang\,\phi$$

II.1. RELACIÓN DE ESFUERZOS PRINCIPALES.

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = Tang\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) = N\phi$$

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = Tang\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) = \frac{1}{N\phi}$$

III. RESISTENCIA AL CORTE DE SUELOS COHESIVOS (SUELOS MIXTOS).

$$\sigma_1 = \sigma_3\, Tang^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) + 2C\, Tang\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

Usando la notación introducida arriba, obtenemos:

$$\boxed{\sigma_1 = \sigma_3\, N\phi + 2C\sqrt{N\phi}}$$

IV. ECUACIÓN REVISADA POR TERZAGHI

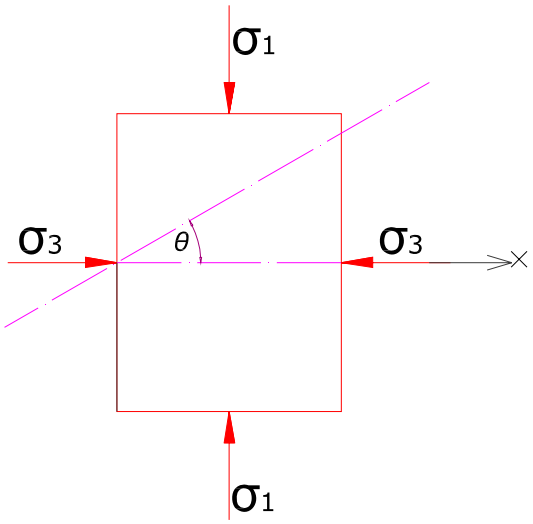
$$\tau = C + P_O Tang\,\phi$$

P_o = Presión vertical efectiva
C = Cohesión

PROBLEMAS RESUELTOS

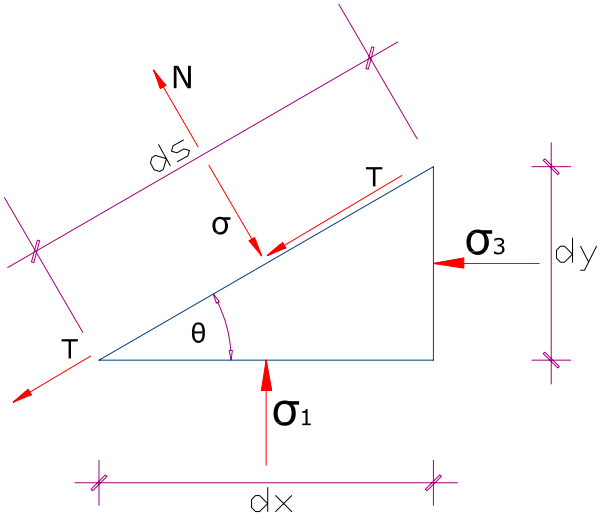
PROBLEMA Nº 1.- Considerar en espécimen de suelo, sujeto a un esfuerzo vertical σ_1, que se supone el principal mayor, y a un esfuerzo lateral σ_3, considerando como el principal menor; como se indica en la figura.

Determinar las intensidades de las tensiones normal y cortante en un plano inclinado un ángulo θ con la dirección del esfuerzo principal menor σ_3.



Solución:

i.) Cortamos el espécimen, por un plano inclinado un ángulo, respecto al eje x, obteniendo así el elemento triangular siguiente:



Cada uno de esos esfuerzos, está uniformemente repartida en la superficie en que actúa.

El espesor del espécimen, perpendicularmente al plano del papel, está representado por t.

ii.) Introduce los ejes N y T, normal y tangente al plano inclinado.

Del equilibrio:

$$\sum FN = 0$$

$$-\sigma\, t\, ds + \sigma_1 t\, dx\, Cos\theta + \sigma_3 t\, dy\, Sen\theta = 0$$

$$\sigma\, ds = \sigma_1 dx\, Cos\theta + \sigma_3 dy\, Sen\theta$$

Por trigonometría: $dy = ds\, Sen\theta$; $dx = ds\, Cos\theta$

$$\Rightarrow \quad \sigma(ds) = \sigma_1 (ds) Cos^2\theta + \sigma_3 (ds) Sen^2\theta$$

De las identidades: $Sen^2\theta = \frac{1}{2}(1 - Cos2\theta)$, $Cos^2\theta = \frac{1}{2}(1 + Cos2\theta)$

Reemplazando: $\sigma = \frac{\sigma_1}{2}(1+Cos2\theta) + \frac{\sigma_3}{2}(1-Cos2\theta)$

Esfuerzo Normal

$$\boxed{\sigma = \frac{\sigma_1+\sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1-\sigma_3}{2}Cos2\theta}$$

iii.) Considerando el equilibrio de las fuerzas que actúan en la dirección de T..

$$\sum FT = 0$$
$$-\tau\, t\, ds + \sigma_1 t\, dx\, Sen\theta - \sigma_3 t\, dy\, Cos\theta = 0$$
$$\tau\, ds = \sigma_1 dx\, Sen\theta - \sigma_3 dy\, Cos\theta$$

Sustituyendo: $dy = ds\, Sen\theta$; $dx = ds\, Cos\theta$

$$\tau(ds) = \sigma_1(ds)\, Sen\theta\, Cos\theta - \sigma_3(ds) Sen\theta\, Cos\theta$$

Teniendo en cuenta la identidad: $Sen\,2\theta = 2\, Sen\theta\, Cos\theta$

$$\Rightarrow \quad \tau = \sigma_1 \frac{Sen\,2\theta}{2} - \sigma_3 \frac{Sen\,2\theta}{2}$$

Esfuerzo Cortante

$$\boxed{\tau = \frac{\sigma_1-\sigma_3}{2} Sen\,2\theta}$$

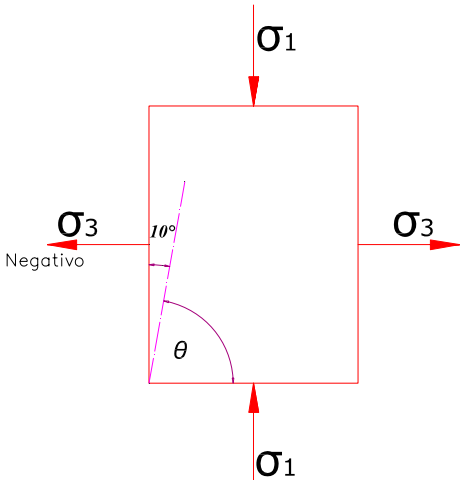
PROBLEMA Nº 2.- El estado de esfuerzos plano de un cuerpo, está definido por los siguientes esfuerzos:

$\sigma_1 = 600\ Kg./cm^2$ de compresión; $\sigma_3 = 150\ Kg./cm^2$ de tensión

Determine los esfuerzos normal y tangencial en un plano inclinado 10º con respecto al plano en que actúa el esfuerzo principal menor. Verifique los resultados gráficamente. Use la convención aceptada en mecánica de suelos, según la cuál los esfuerzos de compresión son positivos y los de tracción negativos.

Solución:

i.) Esfuerzo Normal:



Se ha hallado que, $\sigma_n = \frac{\sigma_1+\sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1-\sigma_3}{2}Cos2\theta$

Donde: θ = 90º - 10º = 80º

$$\Rightarrow \quad \sigma_n = \left(\frac{600-150}{2}\right) + \left(\frac{600+150}{2}\right) Cos\,160º$$

$$\sigma_n = -127\ Kg./cm^2$$

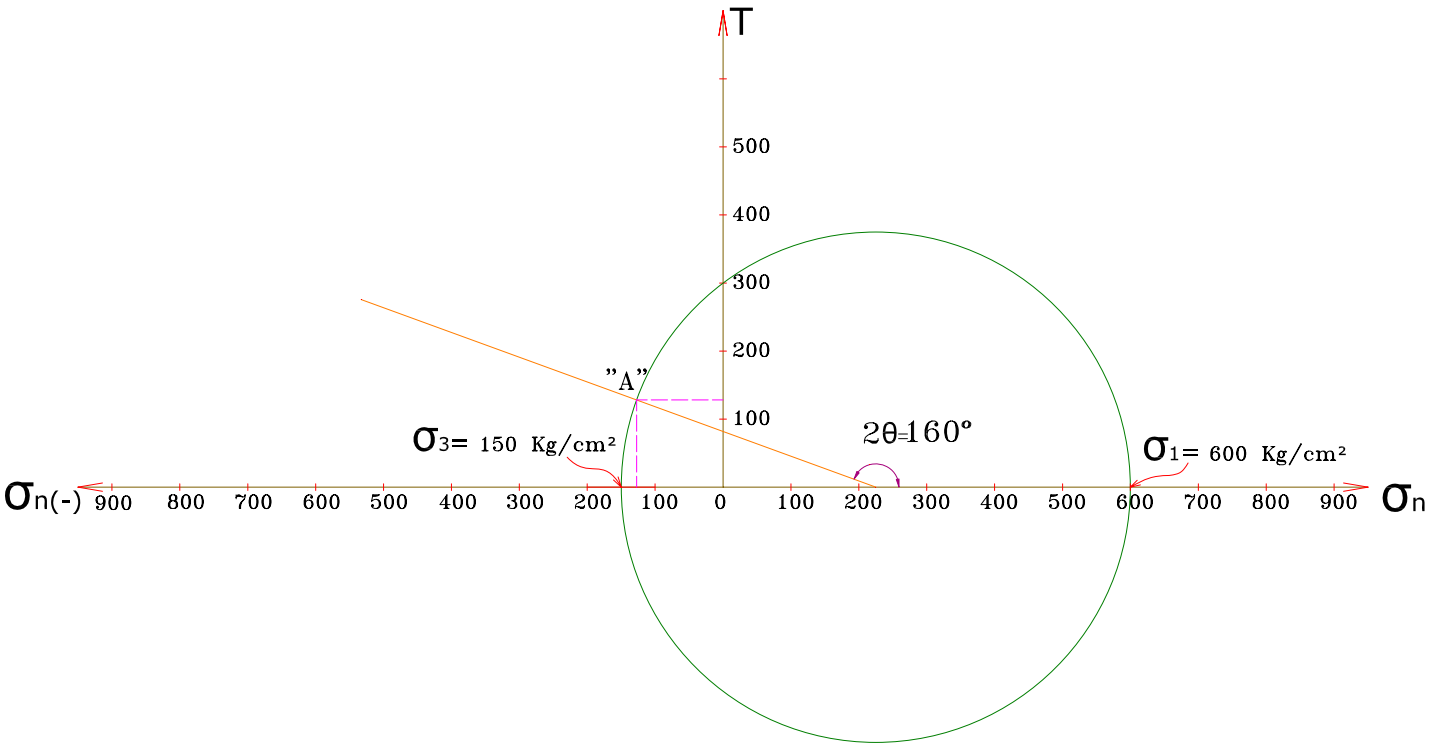
ii.) Esfuerzo Cortante o Tangencial:

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} Sen2\theta = \left(\frac{600 + 150}{2} \right) Sen160^{\circ} = 128 \ Kg./cm^2$$

iii.) Gráficamente, por medio del círculo de Mohr, los esfuerzos pedidos son las coordenadas del punto "A".

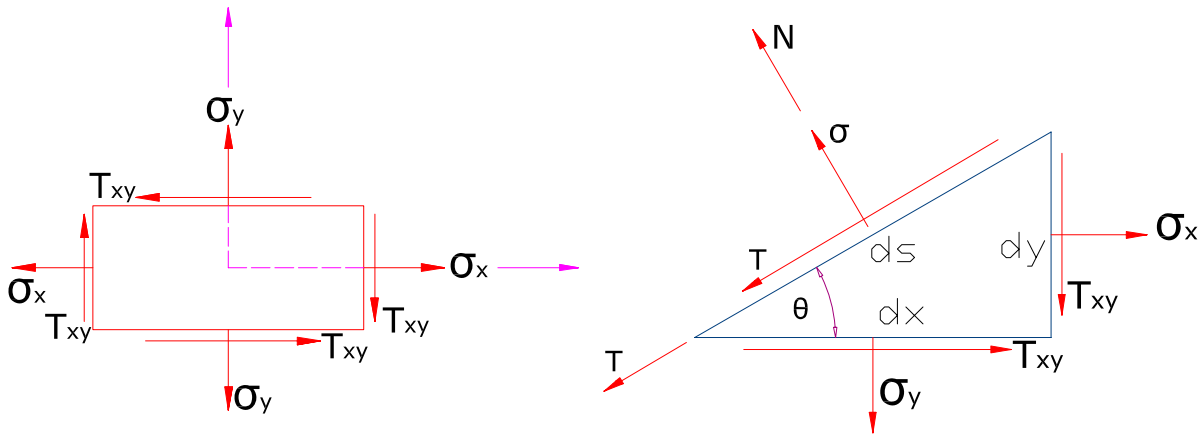
$\sigma_n = -127 \ Kg./cm^2$

$\tau = 128 \ Kg./cm^2$



PROBLEMA Nº 3.- Un espécimen de suelo está sometido a tensiones normales en dos direcciones perpendiculares, así como a tensiones cortantes.
Representar estas condiciones por $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$, con las direcciones positivas de la figura adjunta.

a) Determinar la magnitud de las tensiones normal y cortante en un plano inclinado un ángulo θ con el eje X.
b) Determinar los valores máximo y mínimo que puede existir en planos inclinados y sus direcciones.

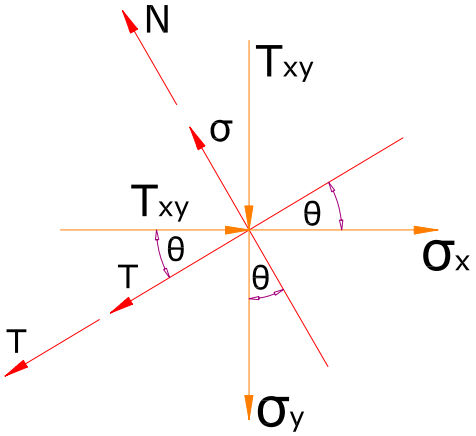


Solución:

a) TENSIONES EN UN PLANO INCLINADO

Introducimos los ejes N y T, normal y tangente al plano inclinado.

Sea t, el espesor del elemento, donde cada una de esas tensiones está uniformemente repartida en la superficie en que actúa.



Del análisis del equilibrio:

$$\sum FN = 0$$

$$\sigma\, t\, ds - \sigma_x\, t\, dy\, Sen\theta - \tau_{xy}\, t\, dx\, Sen\theta - \tau_{xy}\, t\, dy\, Cos\theta - \sigma_y t\, dx\, Cos\theta = 0$$

Donde: $dy = ds\, Sen\theta$; $dx = ds\, Cos\theta$

$$\Rightarrow \quad \sigma\, ds - \sigma_x\ ds\, Sen^2\theta + \tau_{xy}\, ds\, Sen\theta\, Cos\theta + \tau_{xy}\ ds\, Sen\theta\, Cos\theta + \sigma_y\, ds\, Cos^2\theta$$

Introducimos las siguientes identidades:

$$Sen^2\theta = \frac{1}{2}(1 - Cos2\theta) \quad , \quad Cos^2\theta = \frac{1}{2}(1 + Cos2\theta) \quad , \quad Sen\,2\theta = 2\, Sen\theta\, Cos\theta$$

$$\Rightarrow \quad \sigma = \frac{\sigma_x}{2}(1 - Cos\,2\theta) + \frac{\sigma_y}{2}(1 + Cos\,2\theta) + \tau_{xy} Sen\,2\theta$$

Concluimos, que el esfuerzo Normal es:

$$\boxed{\sigma_n = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \frac{(\sigma_x - \sigma_y)}{2} Cos\,2\theta + \tau_{xy} Sen\,2\theta} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots(\alpha)$$

$$\sum FT = 0$$

$$\tau\, t\, ds - \sigma_x\, t\, dy\, Cos\theta + \tau_{xy}\, t\, dy\, Sen\theta - \tau_{xy}\, t\, dx\, Cos\theta + \sigma_y\, t\, dx\, Sen\theta = 0$$

$$\tau\ ds = \sigma_x\, ds\, Sen\theta\, Cos\theta - \tau_{xy}\ ds\, Sen^2\theta + \tau_{xy}\, ds\, Cos^2\theta - \sigma_y\, ds\, Sen\theta\, Cos\theta$$

$$\tau = Sen\theta\, Cos\theta\,(\sigma_x - \sigma_y) + \tau_{xy}\,(Cos^2\theta - Sen^2\theta)$$

Introducimos las siguientes identidades:

$$Sen\,2\theta = 2Sen\theta\, Cos\theta \ , \quad Cos\,2\theta = Cos^2\theta - Sen^2\theta$$

Concluimos que el esfuerzo cortante es:

$$\boxed{\tau = \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} Sen\,2\theta + \tau_{xy} Cos 2\theta}$$

b) TENSIONES PRINCIPALES EN PLANOS INCLINADOS

Los planos donde las tensiones normales son máximos y mínimos se obtiene derivando la ecuación (α)

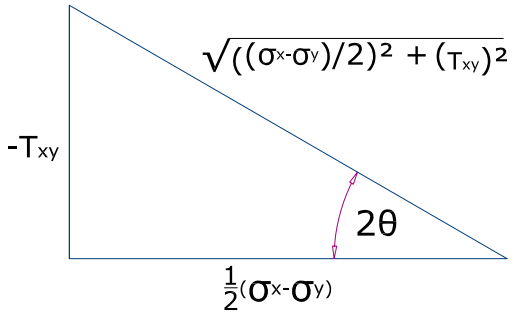
$$\frac{d(\sigma_n)}{d\theta} = 0 \quad \Rightarrow (\sigma_x - \sigma_y) Sen\ 2\theta + 2\tau_{xy} Cos\,2\theta = 0$$

Los valore de θ que dan origen a los valores máximos y mínimos de la tensión normal están dados por:

$$\boxed{tg\,2\theta = \frac{2\tau_{xy}}{(\sigma_x - \sigma_y)}}$$

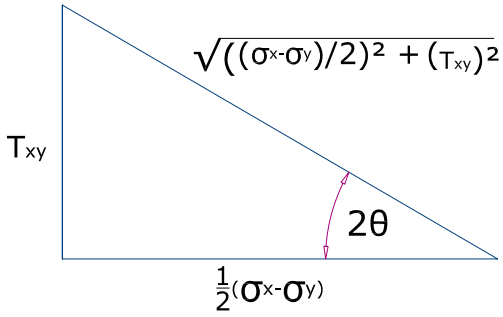
La expresión anterior da dos valores de (2θ) que difieren en 180º por lo que los planos de tensión normal, máxima y mínima son perpendiculares.

CASO I



$$Sen\,2\theta = \frac{\pm\tau_{xy}}{\sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + (\tau_{xy})^2}}$$

CASO II



$$Cos\,2\theta = \frac{\pm\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)}{\sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + (\tau_{xy})^2}}$$

Los signos de arriba corresponden al caso I, y los de abajo al II.
Reemplazando los valores de: Sen 2θ y Cos 2θ en la ecuación (α)

$$\Rightarrow \sigma_n = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) \pm \sqrt{\left[\frac{1}{2}(\sigma_x - \sigma_y)\right]^2 + (\tau_{xy})^2}$$

La tensión máxima es:

$$\sigma_{máx} = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + (\tau_{xy})^2}$$

La tensión normal mínima:

$$\sigma_{\min} = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) - \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + (\tau_{xy})^2}$$

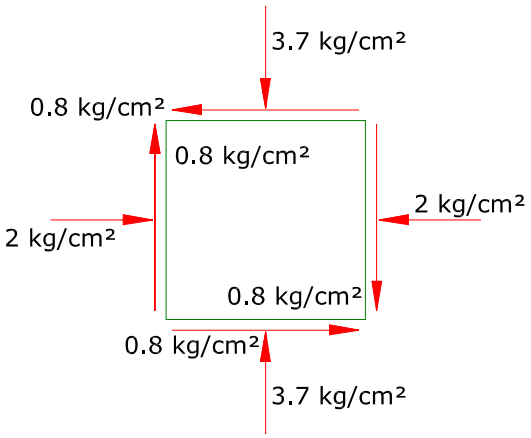
PROBLEMA Nº 4.- Un estado de esfuerzo plano en una masa de arena puramente friccionante y compacta, está definido por los siguientes esfuerzos:

Esfuerzo normal en el plano horizontal = 3.7 Kg./cm^2
Esfuerzo normal en el plano vertical = 2.0 Kg./cm^2
Esfuerzo cortante en los planos vertical y horizontal = 0.8 Kg./cm^2
Determine la magnitud y dirección de los esfuerzos principales y diga si el estado de esfuerzos mencionados es de falla.

Solución:

i.) Magnitud de los esfuerzos principales.

En el problema anterior, se ha hallado que los esfuerzos principales están dados por:



Esfuerzo principal mayor; reemplazando en (I):8

$$\sigma_1 = \frac{1}{2}(3.7+2) + \sqrt{\left(\frac{2-3.7}{2}\right)^2 + (0.8)^2} = 4\ \ Kg./cm^2$$

Esfuerzo principal menor; reemplazando en (I):

$$\sigma_3 = \frac{1}{2}(3.7+2) - \sqrt{\left(\frac{2-3.7}{2}\right)^2 + (0.8)^2} = 1.68\ \ Kg./cm^2$$

ii.) Dirección de los esfuerzos principales.

$$Tang\ 2\theta = \frac{-2\tau_{xy}}{(\sigma_x - \sigma_y)} \Rightarrow 2\theta = arcTang\ \frac{-2(0.8)}{(2-3.7)}$$

$$\boxed{\theta = 21.63^o}$$

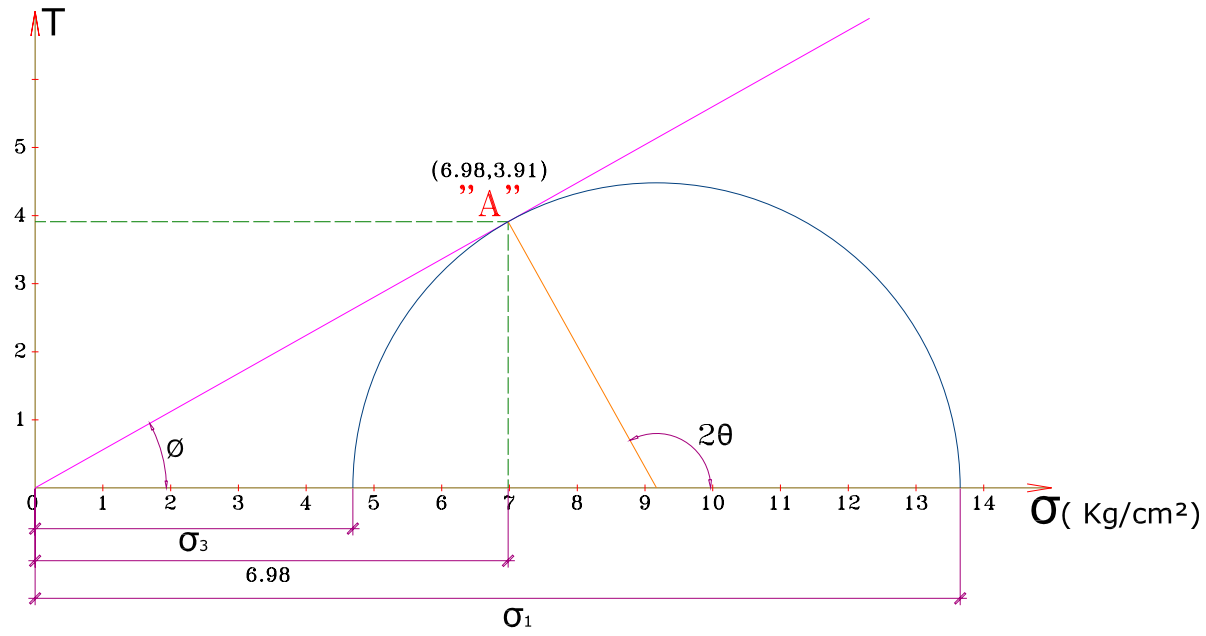
iii.) El estado de esfuerzos es de falla, puesto que la definición de un estado de esfuerzo plano involucra que el otro esfuerzo principal, en la dirección normal al papel valga cero, y si se trazan en este caso los círculos de MOHR del estado general del esfuerzo (Tridimensional) se ve que el circulo define a σ_3 en este caso ha de cortar a cualquier envolvente, recta que pase por el origen.
De hecho todo estado de esfuerzos planos en arenas será de falla, pues no puede haber equilibrio en la arena con un esfuerzo principal nulo por falta de confinamiento.

WILBER CUTIMBO CHOQUE
wil-ber_2511@hotmail.com
Cel. 953686056

PROBLEMA Nº 5.- En una prueba directa de esfuerzo cortante, se empleó una presión normal de 69.8 x 10^3 Kg. /m^2; produciéndose la falla con un esfuerzo cortante de 39.10 x 10^3 Kg. /m^2.
Determinar con la teoría del círculo de Mohr, los esfuerzos principales máximos y mínimos en el instante de la falla. Comparar resultados gráficos y analíticos.

Solución:

i.) Gráfico del círculo de MOHR.



ii.) Determinamos analíticamente los esfuerzos principales.

$$Tang\phi = \frac{\tau}{\sigma} = \frac{3.91}{6.98} \quad \Rightarrow \quad \phi = 29.25^{\circ}$$

Como:

$$\theta = 45^{\circ} + \frac{\phi}{2} = 45^{\circ} + \frac{24.25}{2} \quad \Rightarrow \quad \theta = 59.62^{\circ}$$

Por otro lado, el esfuerzo cortante esta dado por:

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} Sen\, 2\theta \quad \Rightarrow \quad 3.91 = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} Sen\, 2(59.62^{\circ})$$

$$\sigma_1 - \sigma_3 = 8.96 \ Kg./cm^2$$

El esfuerzo normal:

$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} Cos\, 2\theta$$

De la identidad: $Cos\,2\theta = 2Cos^2\theta - 1$, *entonces* :

$$2\sigma = 2\sigma_3 + \sigma_1(2Cos^2\theta) - \sigma_3(2Cos^2\theta) = 2\sigma_3 + 2Cos^2\theta(\sigma_1 - \sigma_3)$$
$$\sigma = \sigma_3 + Cos^2\theta(\sigma_1 - \sigma_3) = \sigma_3 + (\sigma_1 - \sigma_3)Cos^2\theta$$

Reemplazando valores:

$$6.98 = \sigma_3 + 8.96\,Cos^2\theta$$
$$\boxed{\sigma_3 = 4.69\,Kg./cm^2}$$

Reemplazando en la ecuación I

$$\boxed{\sigma_1 = 13.65\,Kg./cm^2}$$

PROBLEMA Nº 6.- Se somete a ensayo triaxial, una muestra de arena densa, el ángulo de fricción interna es aproximadamente 37º; si la presión menor es de 2 Kg. /cm^2:

a) ¿Cuál será la presión principal mayor de rotura?
b) ¿Cuál será la presión principal mayor de rotura, si la arena tiene una cohesión igual a 0.10 Kg./cm^3?

Solución:

i.) La presión principal de rotura está dado por:

$$\sigma_1 = \sigma_3 N\phi + 2C\sqrt{N\phi} \text{.....} (I)$$

$\sigma_3 = 2\,Kg./cm^2$; $\phi = 37º$; $C = 0$; reemplazando en (I)

$$\sigma_1 = \sigma_3 N\phi = \sigma_3 Tg^2(45º + \phi/2) = 2Tg^2(45º + 37º/2)$$

$$\boxed{\sigma_1 = 8.04\,Kg./cm^2}$$

ii.) Si la arena tiene una cohesión = 0.10 Kg./cm^2, reemplazando en (I)

$$\sigma_1 = 2Tg^2(45º + 37º/2) + 2(0.10)Tg(45º + 37º/2)$$

La presión principal de rotura es:

$$\boxed{\sigma_1 = 8.44\,Kg./cm^2}$$

PROBLEMA Nº 7.- La resistencia al corte de un suelo está determinada por la ecuación $\tau = C + \sigma\,Tg\phi$; se realizan 2 ensayos triaxiales sobre el material:

Primer Ensayo.- La presión de Confinamiento = 2 Kg. /cm^2 (al empezar el ensayo se iguala los σ , y la presión dentro de la cámara es igual en todo sentido y dirección);y la rotura ocurre a una presión axial adicional de 6.2 Kg. /cm^2.
Segundo Ensayo.- La presión de Confinamiento = 4 Kg. /cm^2; y la rotura ocurre a una presión axial adicional de 12 Kg. /cm^2.
La prueba triaxial se emplea para determinar parámetros de corte Ø y C (Cohesión).
¿Qué valores de cohesión y ángulo de fricción, corresponde a estos resultados?

Solución:

i.) Para el primer ensayo:

$\sigma_1 = \sigma_3 N\phi + 2C\sqrt{N\phi}$; donde:

$\sigma_3 = 2\,Kg./cm^2$; $\sigma_1 = 2\ Kg./cm^2 + 6.2\ Kg./cm^2 = 8.2\ Kg./cm^2$

Reemplazando:

$8.2 = 2N\phi + 2C\sqrt{N\phi}$

$8.2 - 2N\phi = 2C\sqrt{N\phi}.....(I)$

ii.) Para el segundo ensayo:

$\sigma_3 = 4\,Kg./cm^2$; $\sigma_1 = 4 + 12 = 16\,Kg./cm^2$

Reemplazando:

$16 = 2N\phi + 2C\sqrt{N\phi}$

$16 - 4N\phi = 2C\sqrt{N\phi}.....(II)$

iii.) Determinando el ángulo de fricción:
Igualamos (I) y (II); obtenemos:

$8.2 - 2N\phi = 16 - 4N\phi \quad \Rightarrow \quad N\phi = 3.9$

Por relación de esfuerzos principales:

$N\phi = Tg^2(45º + \phi/2)$; $\quad 3.9 = Tg^2(45º + \phi/2)$

Obtenemos:

$$\boxed{\phi = 36.28º}$$

iv.) Determinamos la cohesión del ensayo, reemplazando datos en la expresión (I) y despejando C.

$$\boxed{C = 0.10\ Kg./cm^2}$$

PROBLEMA Nº 8.- Un estrato de arcilla que tiene un espesor de 15m. está situado a 12m. de profundidad por debajo de la superficie natural.
El peso unitario de la arcilla es γ_{sat} = 150 Lb. /pie^3, su cohesión C = 2.24 Kg. /cm^2. Entre la superficie natural del terreno y la arcilla, el subsuelo consiste en arena fina; el

N.F. se encuentra a 4 m. de profundidad a partir de la superficie. Si el peso unitario sumergido promedio de la arena que se encuentra debajo del N.F. es 66 Lb./ pie^3.
Calcular la resistencia al corte de una muestra inalterada, obtenida a una profundidad de 5 m. por debajo del nivel de las superficie del estrato de arcilla, si el ángulo de resistencia al corte es de 24º.

CAPITULO VIII

EMPUJE DE TIERRAS CONTRA MUROS DE CONTENCIÓN

1.- ESTADO DE EQUILIBRIO PLÁSTICO.

1.1.- Coeficiente Activo de presión de tierras. (K_A)

$$K_A = \frac{Ph}{Pv} = \frac{1}{N\phi} = Tg^2(45° - \phi/2)$$

1.2.- Coeficiente Pasivo de presión de tierras. (K_P)

$$K_P = \frac{Ph}{Pv} = N\phi = Tg^2(45° - \phi/2)$$

2.- TEORÍA DE RANKINE DEL EMPUJE DE TIERRAS.

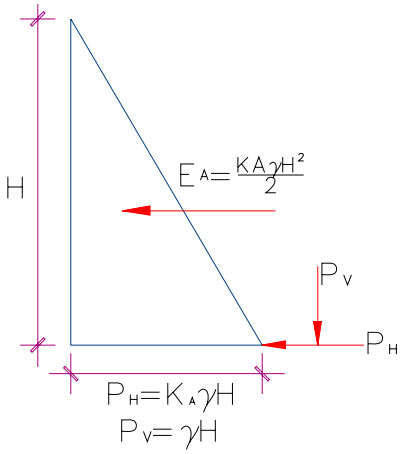
2.1.- HIPOTESIS:

Superficie de contacto lisa, no existe rozamiento entre muro y suelo.

El muro sufre un desplazamiento de la corona, compatible con su estabilidad.

2.2.- EMPUJES DE SUELOS SIN COHESIÓN, MUROS DE PARAMENTO VERTICAL.

CASO A.- Cuando el relleno es horizontal.



EMPUJE ACTIVO:

$$E_A = \frac{\gamma . H^2}{2N\phi} = \frac{1}{2} K_A . \gamma . H^2$$

EMPUJE PASIVO:

$$E_P = \frac{1}{2} N\phi . \gamma . H^2 = \frac{1}{2} K_P . \gamma . H^2$$

CASO B.- Cuando la superficie de relleno es inclinado, un ángulo β con la horizontal.

EMPUJE ACTIVO:

$$E_A = \frac{1}{2}\gamma.H^2 = \left[\cos\beta.\frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}\right]$$

EMPUJE PASIVO:

$$E_P = \frac{1}{2}\gamma.H^2 = \left[\cos\beta.\frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}\right]$$

CASO C.- Cuando el relleno horizontal, parcialmente sumergido soporta una carga uniforme (q).

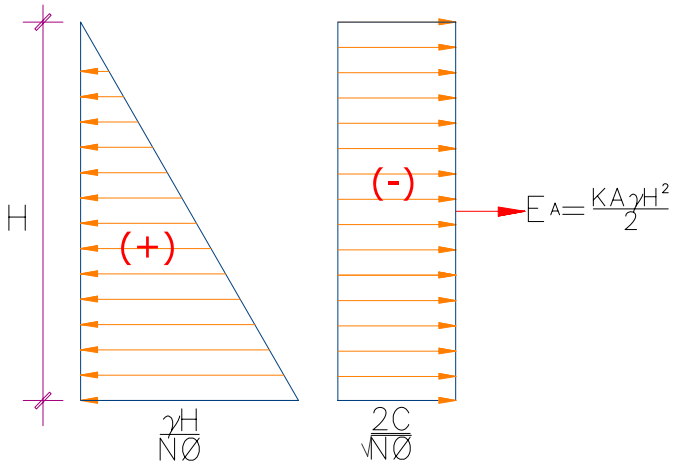
EMPUJE ACTIVO:

$$E_A = \frac{q.H}{N\phi} + \frac{\gamma.H_1^{\,2}}{2N\phi} + \frac{\gamma.H_1.H_2}{N\phi} + \frac{\gamma.H_2^{\,2}}{2N\phi} + \frac{\gamma_W.H_2^{\,2}}{2}$$

2.3.- EMPUJE DE SUELOS CON COHESIÓN Y FRICCIÓN. MUROS DE PARAMENTO VERTICAL.

EMPUJE ACTIVO:

$$E_A = \frac{1}{2N\phi}\gamma.H^2 - \frac{2C}{\sqrt{N\phi}}.H + \frac{2C^2}{\gamma}$$



EMPUJE PASIVO:

$$E_P = \frac{1}{2}N\phi.\gamma.H^2 + 2C\sqrt{N\phi}.H$$

γ = Peso unitario del suelo.
γ ' = Peso unitario sumergido.
C = Cohesión.
H = Altura del muro de retensión.
H_1, H_2 = Alturas parciales.
ϕ = Angulo de fricción del suelo.

3.- TEORÍA DE COULOMB EN SUELOS FRICCIONANTES.

El empuje activo máximo según la teoría de Coulomb esta dado por:

$$E_A = \frac{1}{2}\gamma.H^2.\frac{\cos^2(\phi - \omega)}{\cos^2\omega.\cos(\delta - \omega)\left[\sqrt{\frac{sen(\delta + \phi).sen(\phi - \beta.)}{\cos(\delta + \omega.).\cos(\beta - \omega)}}\right]^2}$$

$$E_A = \frac{1}{2}\gamma.H^2.K_A$$

Donde:

ϕ = Angulo de fricción interna de la arena.

δ = Angulo de fricción entre el muro y el relleno. $(\phi/2 \le \delta \le 2/3\phi)$

ω = Angulo formado entre el respaldo del muro y la vertical.

β = Angulo formado entre la superficie plana del relleno y la horizontal.

Si el muro es de respaldo vertical $\omega = 0$; la formula se reduce a:

$$E_A = \frac{1}{2}\gamma.H^2.\frac{\cos^2\phi}{\cos\delta\left[1+\sqrt{\frac{sen(\delta+\phi.).sen(\phi-\beta.)}{\cos\delta.\cos\beta}}\right]^2}$$

Si además el relleno es horizontal, $\beta = 0$; obtenemos:

$$E_A = \frac{1}{2}\gamma.H^2.\frac{\cos^2\phi}{\cos\delta\left[1+\sqrt{\frac{sen(\delta+\phi).sen\phi}{\cos\delta}}\right]^2}$$

Si no existe fricción entre el muro y el relleno, $\Phi = 0$; obtenemos:

$$E_A = \frac{1}{2}\gamma.H^2.\left(\frac{1-sen\phi}{1+sen\phi}\right) = \frac{1}{2N\phi}\gamma.H^2$$

Por tanto, para este caso la teoría de Ranking y Coulomb coinciden.

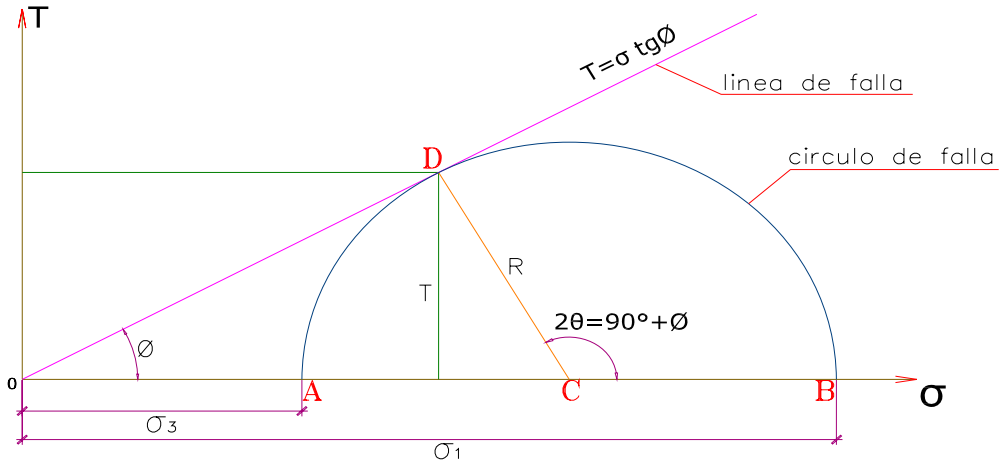
Para el caso de empujes pasivos, la Teoría de Coulomb resulta muy poco aproximada y de lado de la inseguridad, por lo que no se usa, no es recomendable.

PROBLEMAS RESUELTOS

***PROBLEMA Nº 1*.-** Determine gráficamente y analíticamente, que en el estado Plástico Activo y Pasivo de la teoría de Ranking se tiene:

a) $Ph/Pv = 1/N\phi = Tg^2(45º - \phi/2)$

b) $Pv/Ph = N\phi = Tg^2(45º + \phi/2)$



Solución:

Del círculo de Mohr, tenemos:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_2} = \frac{\overline{OB}}{\overline{OA}} = \frac{\overline{OC} + \overline{CB}}{\overline{OC} - \overline{CA}} \qquad ; \qquad \text{Donde: } CI = CA = CD = R$$

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_2} = \frac{\overline{OC} + R}{\overline{OC} - R} = \frac{1 + R/\overline{OC}}{1 - R/\overline{OC}} = \frac{1 + Sen\phi}{1 - Sen\phi}$$

Operando trigonometricamente de tiene:

$$\frac{1 + Sen\phi}{1 - Sen\phi} = \frac{1 + Cos(90 - \phi)}{1 - Cos(90 - \phi)} = \frac{2Cos^2(45º - \phi/2)}{2Sen^2(45º - \phi/2)}$$

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = Ctg^2(45º - \phi/2) = N\phi \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{ (I)}$$

La anterior también puede escribirse:

$$\frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \frac{1}{Tg^2(45º + \phi/2)} = Tg^2(45º - \phi/2) = 1/N\phi \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{ (II)}$$

Como: $\sigma_3 = Pb$ y $\sigma_1 = Pv$

ESTADO PLÁSTICO ACTIVO: Reemplazando en (II)

$$\frac{Ph}{Pv} = 1/N\phi = Tg^2(45º - \phi/2)$$

ESTADO PLÁSTICO PASIVO: Reemplazando en (I)

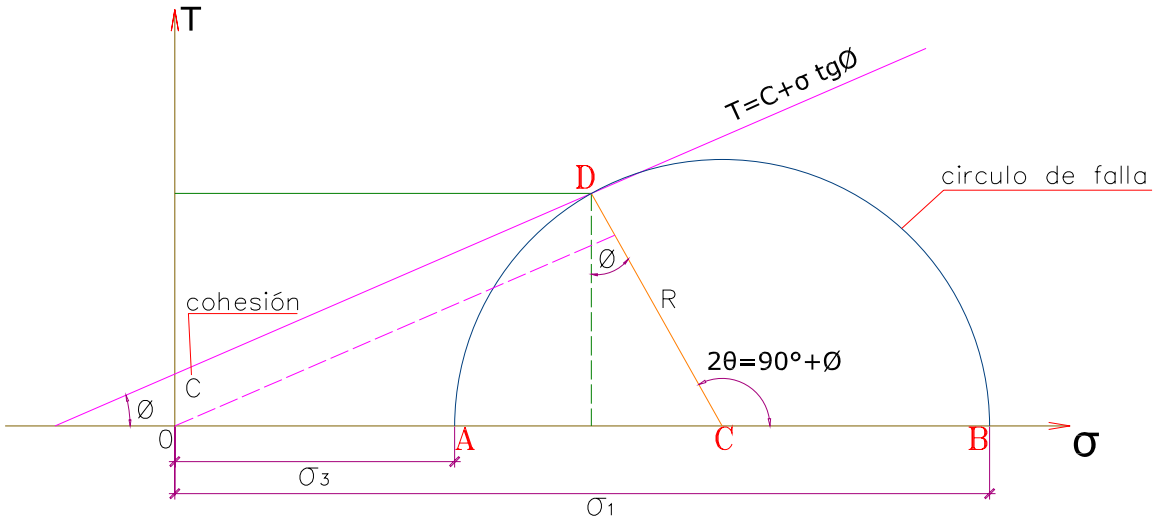
$$\frac{Pv}{Ph} = N\phi = Tg^2(45º + \phi/2)$$

PROBLEMA Nº 2.- Demuestre que para suelos cohesivos la relación entre la tensión principal mayor (σ_1) y la tensión principal menor (σ_3), viene definida por la ecuación:

$$\boxed{\sigma_1 = \sigma_3 . N\phi + 2C\sqrt{N\phi}}$$

Solución:

i) Grafico del circulo de MOHR, con la hipótesis de falla de Coulomb



ii) Del círculo de MOHR, tenemos:

$$\overline{CD} = \overline{OC}.Sen\phi + C.Cos\phi$$

Donde: $\overline{CS} = R = \dfrac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$; $\overline{OC} = \dfrac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$

Sustituyendo en la expresión anterior:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} Sen\phi + C.Cos\phi \quad \Rightarrow \quad \sigma_1 - \sigma_3 = (\sigma_1 + \sigma_3)Sen\phi + 2.Cos\phi$$

$$\sigma_1(1 - Sen\phi) = \sigma_3(1 + Sen\phi) + 2C.Cos\phi$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 \frac{1 + Sen\phi}{1 - Sen\phi} + 2C \frac{Cos\phi}{1 - Sen\phi} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (\&)$$

iii) Por otro lado, en el problema anterior hemos visto que:

$$\frac{1 + Sen\phi}{1 - Sen\phi} = Tg^2(45° + \phi/2) = N\phi$$

$$\frac{Cos\phi}{1 - Sen\phi} = \frac{\sqrt{1 + Sen^2\phi}}{1 - Sen\phi} = \sqrt{\frac{(1 + Sen\phi)(1 - Sen\phi)}{(1 - Sen\phi)^2}} = \sqrt{\frac{1 + Sen\phi}{1 - Sen\phi}}$$

$$\frac{Cos\phi}{1 - Sen\phi} = Tg(45° - \phi/2) = N\phi$$

Reemplazando en la ecuación (&):

$$\sigma_1 = \sigma_3.Tg^2(45° + \phi/2) + 2C.Tg(45° + \phi/2)$$

$$\boxed{\sigma_1 = \sigma_3.N\phi + 2C\sqrt{N\phi}}$$

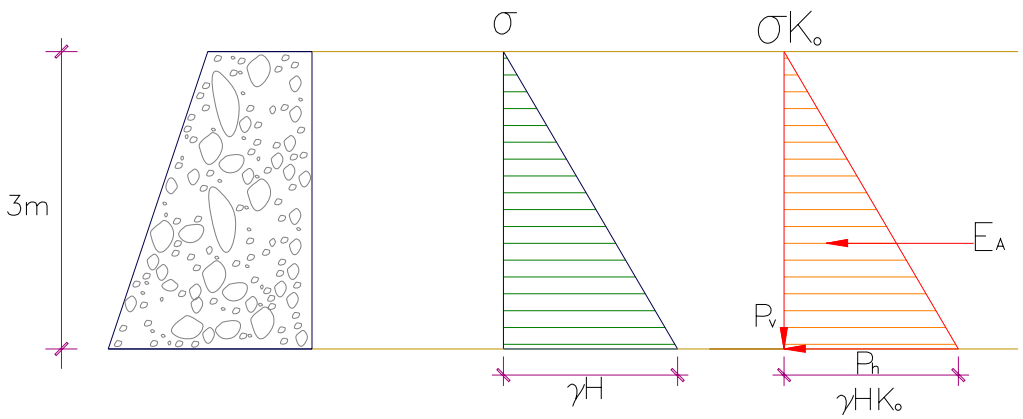
Lo que es similar a:

$$\boxed{Pv = Ph.N\phi + 2C\sqrt{N\phi}}$$

PROBLEMA Nº 3.- Un muro de paramento interno liso vertical, de 3 m. de alto, sostiene una masa de arena seca sin cohesión con superficie límite horizontal. El peso unitario de la arena es 1,800 kg/m^3, y su ángulo de fricción interna es de 36º ¿Cuál es aproximadamente el empuje total, si el muro no puede desplazarse; si el muro puede desplazarse lo suficiente como para satisfacer las condiciones del estado activo de Rankine?

Solución:

i) Cuando el muro no puede desplazarse, se trata de suelos en reposo, donde el coeficiente K_o de las tierras en reposo, adquiere valores cercanos a 0.50 para arenas sueltas y 0.40 para arenas densas.



$$\frac{Ph}{Pv} = 1/N\phi = K_O\ ; \qquad K_O = 0.40 \qquad Ph = K_O.Pv = K_O.\gamma.H$$

El empuje total cuando $K_o = 0.40$ es: (de la fig.)

$$E_A = 1/2(\gamma.H.K_O)H = 1/2(1800)(3)^2(0.40) = 3{,}240\ \ Kg(por\ m.\ de\ muro)$$

Empuje total cuando $K_o = 0.50$:

$$E_A = 1/2(1800)(3)^2(0.50) = 4{,}050\ \ Kg(por\ m.\ de\ muro)$$

ii) Cuando la corona se desplaza satisface las condiciones del estado de Ranking.

$$Ph = 1/N\phi.Pv = K_A.Pv = K_A.Pv$$

Donde:

$$K_A = 1/N\phi = Tg^2(45º - \phi/2)$$

WILBER CUTIMBO CHOQUE
wil-ber_2511@hotmail.com
Cel. 953686056

$K_A = 0.259$

El empuje total es:

$$E_A = 1/2(\gamma.H.K_A)H = 2{,}100 \ \ Kg.(por\ metro\ de\ muro)$$

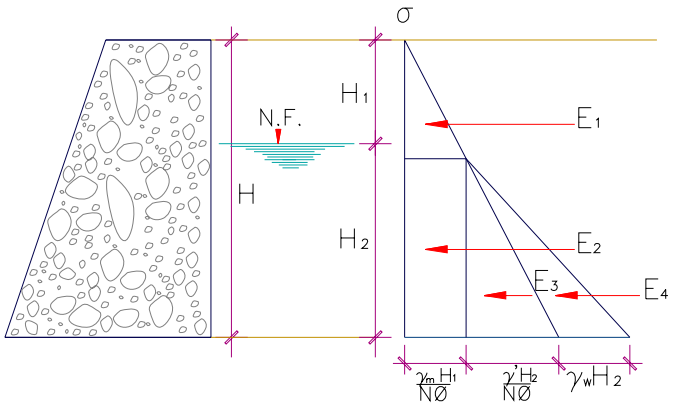
PROBLEMA Nº 4.- El N.F. del muro indicado en el problema anterior se levanta hasta una elevación de 1.20 m. por debajo de la cresta del mismo. El peso unitario de la arena sumergida es de 1.050 Kg/m^3. si se cumple la condición de deformación del estado activo de Ranking; ¿Cuál es el empuje total de la tierra y el agua contra el muro?, ¿A que altura de la base pasa la resultante de este empuje total?

Datos: H_1=1.20m., H_2=1.80m,Ø=36º,γ'=1,050 Kg./m^3

Solución:

i) Diagrama del empuje contra el paramento interno de la estructura:

El γ_m por encima del N.F. es:



$$\gamma_m = \gamma' + \gamma_\omega = 2{,}050 \ \ Kg/m^3$$

$$K_A = Tg^2(45º - 36/2)$$

$$K_A = 0.259$$

El empuje activo en el estrato superior es:

$$E_1 = 1/2(K_A\gamma_m H_1)H_1 = 1/2(0.259)(2{,}050)(1.20)^2 = 382 \ \ Kg.$$

Empuje activo en el estrato inferior:

$$E_2 = (K_A\gamma_m H_1)H_2 = 1{,}147 \ \ Kg. \quad ; \quad E_2 = 1/2(K_A\gamma' \ H_2)H_2 = 440 \ \ Kg.$$

Empuje debido al agua:

$$E_4 = 1/2(\gamma'_\omega \ H_2)H_2 = 1{,}620 \ \ Kg.$$

El empuje total de la tierra y el agua es:

$$E_A = E_1 + E_2 + E_3 + E_4 = 3{,}589 \ \ Kg.(por\ metro\ de\ muro)$$

ii) Altura por donde pasa la resultante del E_A: (h)

$$h = \frac{E_1\overline{Y}_1 + E_2\overline{Y}_2 + E_3\overline{Y}_3 + E_4\overline{Y}_4}{E_A} = 0.86m. \quad \text{(A partir de la base)}$$

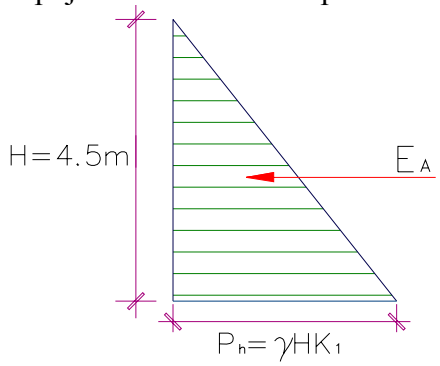
PROBLEMA Nº 5.- El espacio comprendido entre dos muros con paramentos lisos, ha sido llenado con arena de peso unitario 1,800 Kg/m^3. las fundaciones de los muros están

unidas por una solera de hormigón armado y sus crestas por medio de tirantes de acero. Los muros son de 4.50 metros de altura y están colocados a 15 m. de distancia. La superficie del relleno sirve para colocar sobre ellas lingotes de acero, cuyo peso es de 1,500 Kg/m^2.

El $K_o = 0.50$ ¿Cuál es el empuje total, contra los muros antes y después de la aplicación de la sobrecarga?

Solución:

i) Empuje total antes de la aplicación de la sobrecarga:

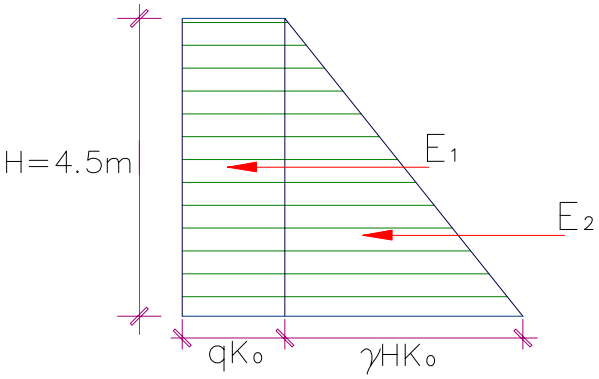


de la figura:

$$E_A = 1/2(\gamma.H.K_O = \frac{(1800)(4.5)^2(0.5)}{2}$$

$$E_A = 9{,}112.3 \ \ Kg.(Por\ m.de\ muro)$$

ii) Empuje total después de la aplicación de la sobrecarga:



$$E_A = E_1 + E_2$$

$$E_A = 1/2(\gamma.H.K_O)H + q.K_{O.}H$$

q = carga distribuida.

q = 1,500 Kg./m^2

$$E_A = 12{,}487.5 \ \ Kg.por.m.$$

PROBLEMA Nº 6.- En una arcilla plástica de peso unitario 1,900 Kg/m^3, se efectuó una excavación con paredes verticales sin apuntalar. Cuando la excavación había llegado a una profundidad de 5.50 m. una de las paredes se derrumbó. Si se supone que $\phi = 0$ ¿Cuál es el valor aproximado de la arcilla?

Solución:

i) En suelos cohesivos tenemos que:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \times N\phi + 2C\sqrt{N\phi}$$

$$P_V = Ph.N\phi + 2C\sqrt{N\phi}$$

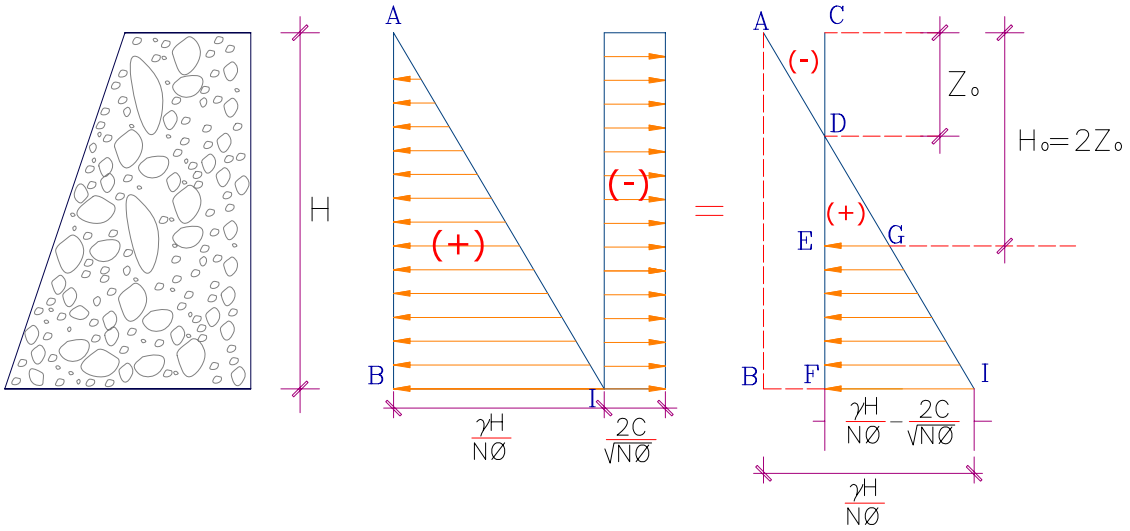
$$Ph.N\phi = Pv - 2C\sqrt{N\phi}$$

$$Ph = \frac{Pv}{N\phi} - 2C\frac{\sqrt{N\phi}}{N\phi}$$

$$P_h = \frac{\gamma.H}{N\phi} - \frac{2C}{\sqrt{N\phi}}$$

Donde: $N\phi = Tg^2(45° + \phi/2) = 1$

ii) Diagrama del empuje contra el muro:



iii) Profundidad o altura máxima que un corte vertical puede alcanzar y a partir del cual empieza a derrumbarse (H_o):

De la figura el área neta que queda es la del trapecio EFGI:

Área del trapecio = Área del Δ ABI - $\square$ ABCF

$$\text{Área del trapecio} = \frac{\gamma.H^2}{2.N\phi} - 2C\frac{H}{N\phi} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (1)$$

Por otro lado.

$$\text{Área}\,\text{EFGI} = \frac{1}{2}\left[\left(\frac{\gamma H}{N\phi} - \frac{2C}{\sqrt{N\phi}}\right) + \frac{2C}{\sqrt{N\phi}}\right](H + H_O) = \frac{H^2}{2N\phi} - \frac{\gamma.H.H_O}{2N\phi} \quad \cdots\cdots (2)$$

Igualando las expresiones (1) y (2) obtenemos:

$$\frac{2.CH}{\sqrt{N\phi}} = \frac{\gamma.H.H_O}{2N\phi} \qquad \Rightarrow \qquad H_O = \frac{4C}{\gamma}\sqrt{N\phi} = 2Z_O$$

Por tanto, si el muro tiene una altura H = H_o la presión o empuje total es igual a cero. Si la altura vertical es menor que H_o, no necesita soporte alguno.

iv) Valor de Cohesión de la arcilla:

En nuestro problema H_o = 5.50 m.

$$H_O = \frac{4C}{\gamma}\sqrt{N\phi} \qquad C = \frac{H_O.\gamma}{4\sqrt{N\phi}} = \frac{(5.50)(1{,}9000)}{4(1)}$$

$$C = 0.26 \ \ kg/cm^2$$

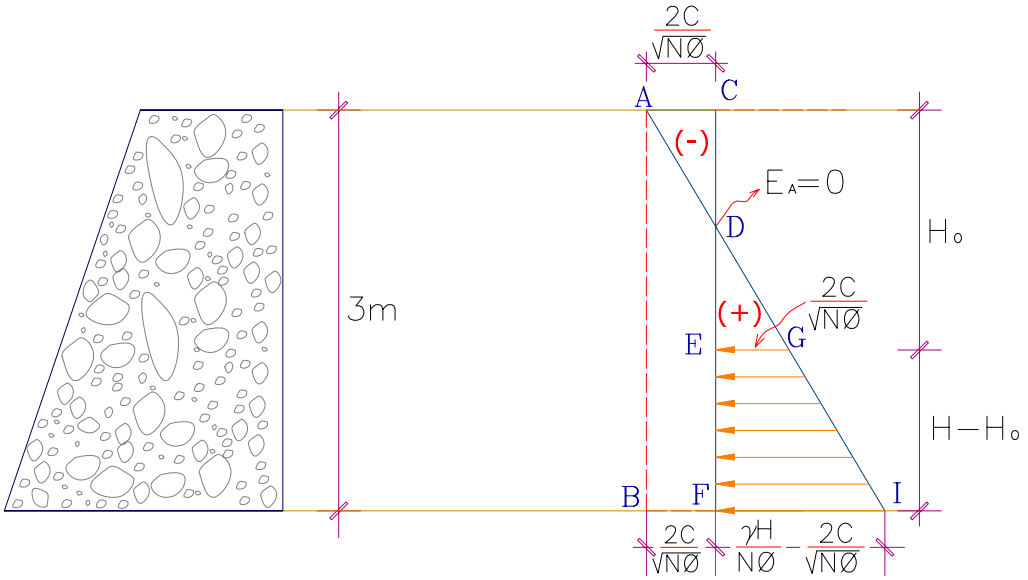
PROBLEMA Nº 7.- El mismo muro del problema Nº 3 , sostiene un suelo puramente cohesivo de peso unitario 1,800 kg/m^3 y cuya cohesión es C = 0.10 kg/cm^2. El valor de ϕ es igual a cero. ¿Cuál es el empuje total de Rankine? ¿A que distancia de la base del muro se encuentra la resultante de dicho empuje?, ¿A que profundidad el empuje unitario es igual a cero?

γ_m=1800 Kg./m^3, C=0.10 Kg./cm^2, ϕ=0, E_A=?

Solución:

i) Empuje total de Rankine:

$$Pv = Ph.N\phi + 2C\sqrt{N\phi} \qquad Ph = \frac{\gamma.H}{N\phi} - \frac{2C}{\sqrt{N\phi}}$$



$$E_A = \frac{1}{2}\frac{\gamma H^2}{N\phi} - 2C\frac{H}{\sqrt{N\phi}} = \frac{(1{,}800)(3)^2}{2} - \frac{(2)(1{,}000)(3)}{(1)}$$

$$E_A = 2{,}100 \ \ Kg/m.$$

ii) Punto de aplicación del empuje (a partir de la base del muro)

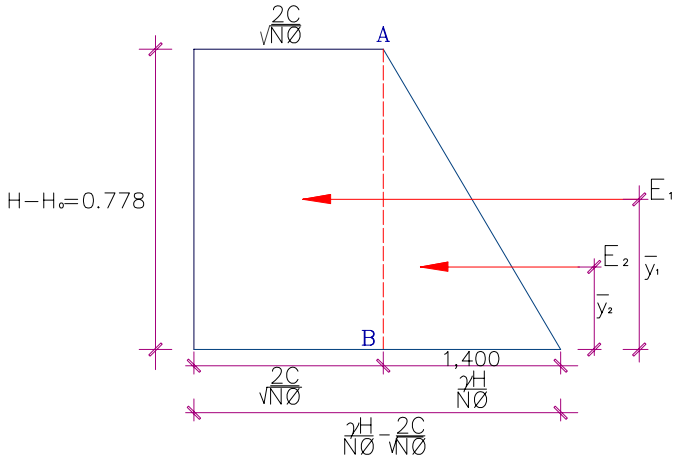
$$H_O = \frac{4C\sqrt{N\phi}}{\gamma} = 22.2 \ \ m.$$

$$H - H_O = 3 - 2.22 = 0.778 \ \ m$$

$$\frac{\gamma.H}{N\phi} - \frac{2C}{\sqrt{N\phi}} = 3{,}400 Kg/m^2$$

$$\frac{2C}{\sqrt{N\phi}} = 2{,}000 \ \ Kg/m^2$$

$$3{,}400 - 2{,}000 = 1{,}400 \ \ Kg/m^2$$



El punto de aplicación esta dado por:

$$\overline{Y} = \frac{E_1 \overline{Y}_1 + E_2 \overline{Y}_2}{E_A} \quad \text{..... (\&)}$$

Donde: $Y_1 = 0.778/2 = 0.389m.$; $Y_2 = 0.778/3 = 0.259m.$

$E_1 = 1{,}556Kg.$; $E_2 = 544.6Kg.$; $E_A = 2{,}100Kg.$

Reemplazando en (&) obtenemos: $\overline{Y} = 0.36\ m.$

iii) Profundidad Z_o, cuando $E_A = 0$

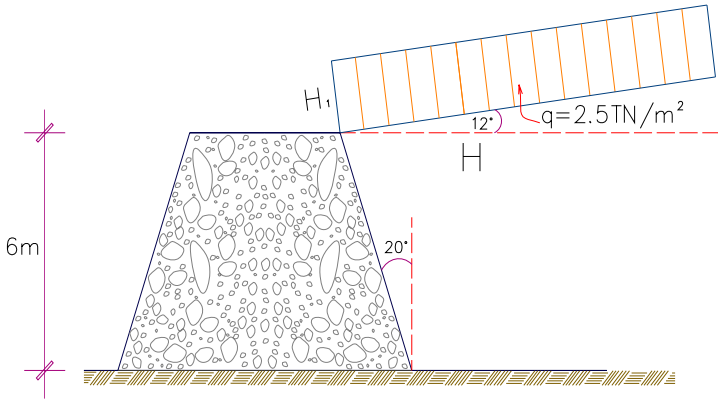
$E_A = 0$, cuando:

$$Z_O = \frac{H_O}{2} = \frac{2C\sqrt{N\phi}}{\gamma}$$

$$Z_O = \frac{(2)(1{,}000)}{1{,}800} = 1.11\ m.$$

PROBLEMA Nº 8.- En el muro de contención que indica la figura, calcular empleando el método de Coulomb.

a) El empuje activo.
b) Punto de aplicación de la resultante del empuje.



$\phi = 30º$

$\delta = 20º$

$\gamma = 1.8\ \ Tn/m^3$

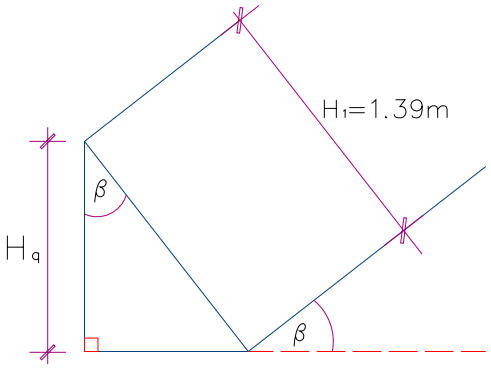
Solución:

i) Determinado el empuje activo.
Transformamos la carga distribuida inclinada en horizontal:

$$q = \gamma.H_1 \qquad q' = q\ \ \cos 12º$$

$$H_1 = \frac{q}{\gamma} = \frac{2.5\ Tn/m^2}{1.8\ Tn/m^3} = 1.39\ \ m.$$

$$Hq = 1.39\ \ Cos12º = 1.36\ \ m.$$



Entonces

$q' = \gamma.H_q = 1.8 \times 1.36 = 2.44 Tn/m^2 \qquad \rightarrow Carga\ Distribuida\ Horizontal$

Por tanto: $E_A = \left(Hq.H\gamma + 1/2.H^2\gamma\right)K_A$

$$E_A = q'.K_A + 1/2H^2\gamma.K_A = 27.79\ \ Tn.$$

$$E_A = \gamma.\left(Hq.H + 1/2.H^2\right).\frac{Cos^2(\phi-\omega)}{Cos^2\omega.Cos(\delta+\omega)\left[1+\sqrt{\frac{Sen(\delta-\phi).Sen(\phi-\beta)}{Cos(\delta-\phi).Cos(\phi-\beta)}}\right]^2}$$

$\omega = 20º$; $\beta = 12º$

$$E_A = (1.8)(26.16)\frac{Cos^2(30º-20º)}{Cos^2 20º.Cos40º\left[1+\sqrt{\frac{Sen(50º).Sen(18º)}{Cos(40º).Cos(8º)}}\right]^2}$$

$E_A = 27.79\ \ Tn\ \ por\ m.$

ii) Punto de aplicación del empuje.

$E_A = (Y) = E_1.Y_1 + E_2.Y_2$ ..... (I)

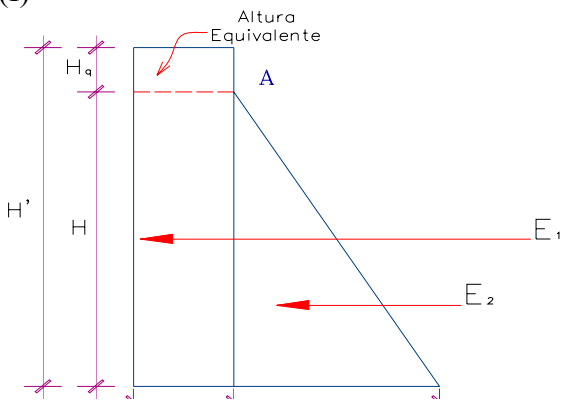
$K_A = 0.59$

$E_1 = Hq.H.\gamma.K_A = 8.67\ \ Tn.$

$E_2 = \frac{1}{2}H^2.\gamma.K_A = 19.12\ \ Tn.$

$\overline{Y_1} = \frac{H+Hq}{2} = 3.68\ \ m.$

$\overline{Y_2} = H/3 = 2\ \ m.$



Reemplazando datos en (I), tenemos:

$$\overline{Y} = \frac{(8.67)(3.68)+(19.12)(2)}{27.79} = 2.52\ \ m.$$

4.- METODO GRAFICO DE CULMANN

***PROBLEMA Nº 9*.-** Un muro de sostenimiento vertical de 6 m. de altura, sostiene un terraplén no cohesivo de peso unitario 1,800 Kg/m^3. la superficie limite del terraplén se levanta de la parte cresta del muro con un ángulo de 20º, con respecto a la horizontal, el ángulo de fricción interna es de 28º y el de fricción entre el suelo y muro de 20º. Por medio del método de Culmann, determine el empuje activo total del muro.

Solución:

$\gamma = 1{,}800\ \ Kg/m^3$

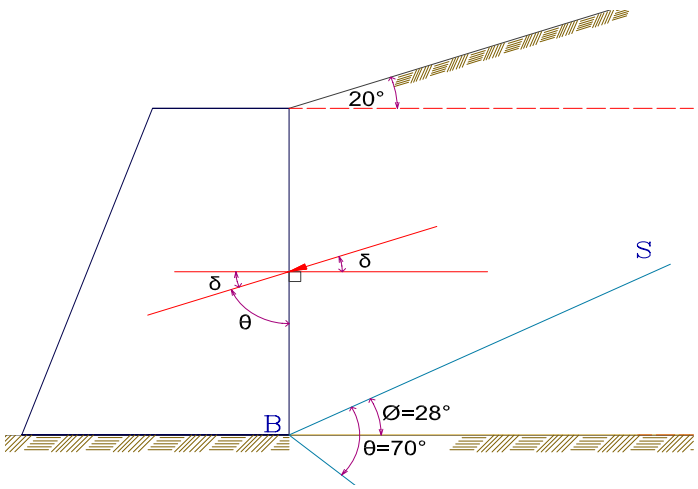
$\phi = 28º$ (Ang. de fricción interna)

$\delta = 20º$ (Ang. de fricción entre suelo y muro)

$\theta + \delta = 90º$

$\theta = 90º - \delta$

$\theta = 70º$

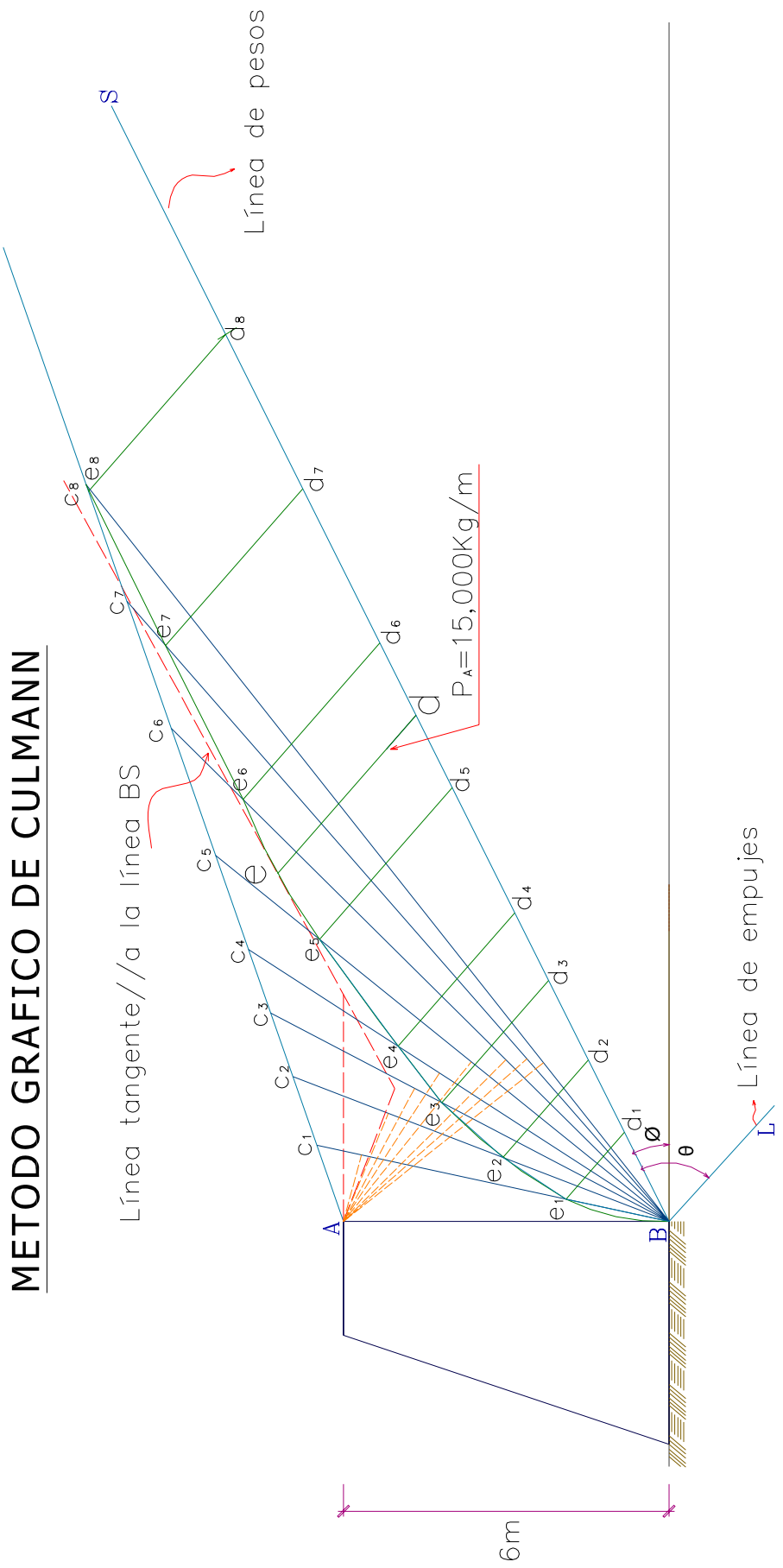


i) Graficamos a escala conveniente, el muro de contención, trazando por la base del muro un eje horizontal de referencia.
ii) Se traza la recta BS, formando un ángulo $\phi = 28^{\circ}$, con la horizontal; esta línea se conoce como la línea de pendiente, ya que representa la línea de pendiente natural del suelo.
iii) Se traza la línea de empujes BL, debajo de la línea de pendientes y formando un ángulo $\theta = 70^{\circ}$
iv) Se trazan planos de deslizamientos a criterio, tales como BC_1, BC_2, BC_3, etc.
v) Calculamos el peso de las cuñas del suelo, a escala conveniente: Escala 1/1000

CUÑA	ÁREA (m^2) 1/2 (BC).h	VOLUMEN (m^3) A x 1 m.	W = Vol x γ (Kg.)
ABC_1	1/2 (6.6)(1.27)	4.2	7,560
ABC_2	1/2 (7.4)(2.05)	7.59	13,633
ABC_3	1/2 (8.3)(2.05)	11.21	20,169
ABC_4	1/2 (9.2)(3.10)	14.26	25,668
ABC_5	1/2 (10.8)(3.7)	19.98	35,964
ABC_6	1/2 (13)(4.10)	26.65	47,970
ABC_7	1/2 (15.3)(4.40)	33.66	60,588
ABC_8	1/2 (17.6)(4.65)	40.92	73,656

vi) Trazamos sobre la línea de pendiente o línea de los pesos; las magnitudes de los pesos obtenidos, a una escala tal como: 1/400.
- El muro ha una escala tal como 1/100.
- Los pesos a una escala diferente.

vii) Por los puntos obtenidos d_1, d_2, d_3, etc. trazamos paralelas a la línea BL; de manera que intercepten a los planos hipotéticos de deslizamiento respectivo.
viii) Los puntos e_1, e_2, e_3, etc. que se obtienen, son unidades a partir del punto "B", por medio de una curva; obteniendo de esta manera la CURVA DE CULMANN.
ix) Se traza una recta, tangente a la curva de Culmann, y paralela a BS (línea ϕ). A partir de un punto donde la tangente toca a la curva, obtenemos la distancia "ed", que medido a escala (1/400), representa el empuje P_A.
$P_A = 15{,}000 \ \ Kg$.


METODO GRAFICO DE CULMANN
Línea tangente//a la línea BS
Línea de pesos
S
P_A=15,000Kg/m
Línea de empujes
L
A
B
6m
θ
Ø

CAPITULO IX

PERMEABILIDAD DE LOS SUELOS

1. LEY DE DARCY

Para velocidades pequeñas (flujo laminar), el gasto "Q", es:

$$\boxed{Q = K \times i \times A}$$

Q = Gasto (cm^3/seg.)
K = Coeficiente de permeabilidad (cm. /seg.)
A = Área total de la sección transversal del filtro.
i = Gradiente hidráulico.

$$i = \frac{h_1 - h_2}{L}$$

2. VELOCIDAD DE DESCARGA O VELOCIDAD DE FLUJO (V)

También se le denomina, velocidad de acercamiento o velocidad superficial.

$$\boxed{V = K \times i}$$

3. VELOCIDAD DE FILTRACIÓN O VELOCIDAD DE ESCURRIMIENTO (V_f)

Velocidad media de avance del agua en la dirección del flujo.

$$\boxed{V_f = \frac{V}{n} = V \times \frac{1+e}{e}}$$

V = Velocidad de descarga.
n = Porosidad de la muestra.

4. VELOCIDAD REAL (V_R)

También se le denomina, velocidad media real.

$$\boxed{V_R = V_f \times \frac{L_m}{L}}$$

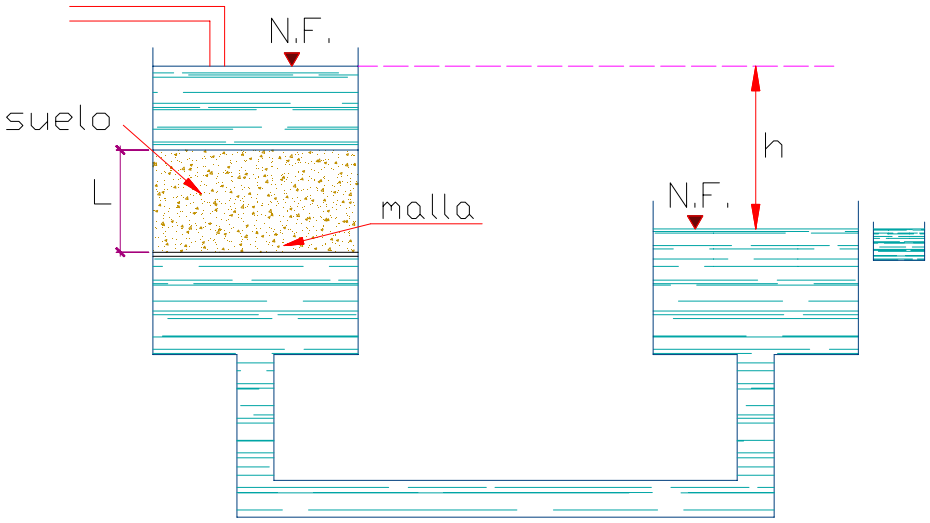
L_m = Longitud sinuosa o irregular (m.)
L = Longitud teórica recta (m.)

5. DETERMINACIÓN DE LA PERMEABILIDAD (K)

5.1.- PERMEAMETRO DE CARGA CONSTANTE.- Generalmente se utiliza para calcular la permeabilidad de los suelos cohesivos.

WILBER CUTIMBO CHOQUE
wil-ber_2511@hotmail.com
Cel. 953686056

$$K = \frac{V \times L}{A \times h \times t}$$

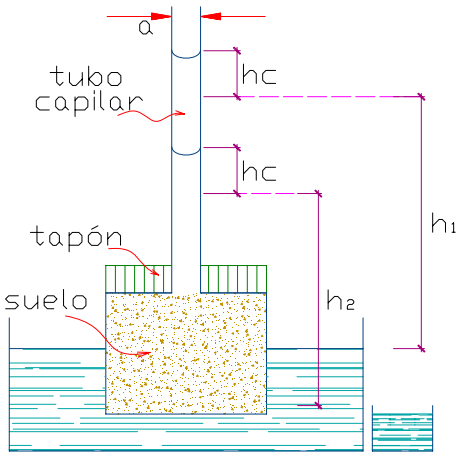


K = Coeficiente de Permeabilidad (cm./seg.)
V = Volumen de agua que pasa a través del suelo (cm^3)
L = Longitud de la muestra.
h = Carga Hidráulica (cm.)
A = Sección transversal de la muestra (cm^2)
t = Tiempo en que se puede medir "V" (seg.)

5.2.- PERMEAMETRO DE CARGA VARIABLE

a) Para suelos friccionantes finos:

$$K = 2.3 \frac{L \times a}{A \times t} Log \frac{h_1}{h_2}$$



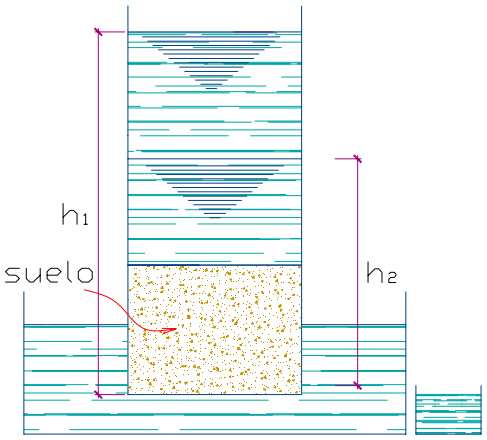
Donde:

a = Sección del tubo vertical (cm^2)
A = Área de la sección transversal de la muestra (cm^2)
L = Longitud de la muestra (cm^2)
h_1 = Carga Hidráulica al inicio del ensayo (cm.)
h_2 = Carga Hidráulica al final del ensayo (cm.)
t = Tiempo requerido para que la carga hidráulica pase de h_1 a h_2

h_C = Altura de ascensión capilar.

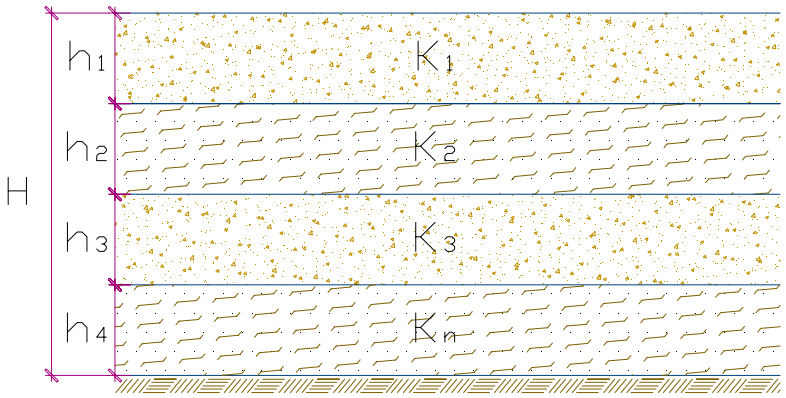
b) Para suelos friccionantes gruesos:

$$K = 2.3\frac{L}{t}Log\frac{h_1}{h_2}$$



5.3.- PERMEABILIDAD DE SUELOS ESTRTIFICADOS

Las fórmulas para hallar la permeabilidad en suelos estratificados, se deducen de la figura siguiente.



H = Espesor total de los estratos.
h_1, h_2, h_3, h_n = Espesores de los estratos.
K_1, K_2, K_3, K_n = Permeabilidades de los estratos.

$$K_H = \frac{1}{H}(K_1 \times h_1 + K_2 \times h_2 + ... + K_n \times h_n)$$

K_H = Coeficiente de permeabilidad horizontal al promedio para la filtración del agua, en sentido paralelo a los planos de estratificación.

$$K_V = \frac{H}{\frac{h_1}{K_1} + \frac{h_2}{K_2} + \ldots\ldots\ldots + \frac{h_n}{K_N}}$$

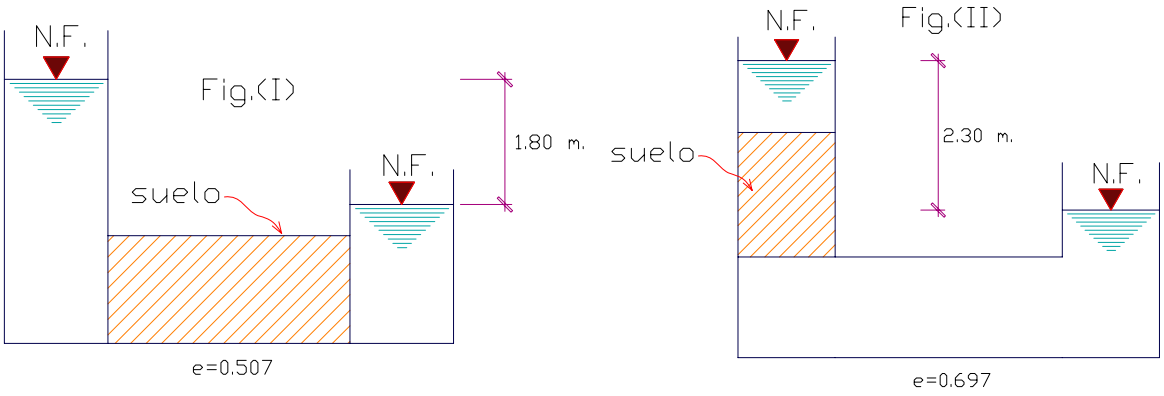
K_V = Coeficiente de permeabilidad vertical promedio para la filtración del agua, en sentido perpendicular a los planos de estratificación.

6. ALTURA DE ASCENSION CAPILAR (h_C)

$$h_C = \frac{0.3}{D}$$

PROBLEMAS RESUELTOS

PROBLEMA Nº 1.- Hallar la relación de la permeabilidad de la muestra, de las fig. (I) y (II), sabiendo que el gradiente hidráulico es es mismo y la velocidad de filtración, son también iguales.



Solución:

i.) Por dato del problema: $i_I = i_{II}$

$$V_f(I) = V_f(II).....(\alpha)$$

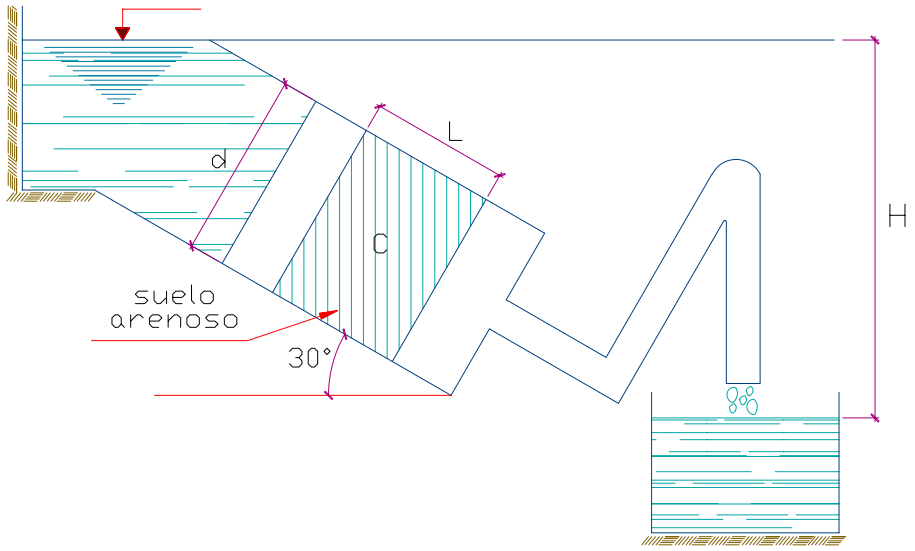
$$V_f = \frac{V}{n} = \frac{K \times i}{n}\ ;\ \text{reemplazando en } (\alpha)$$

$$\frac{K_I i_I}{n_I} = \frac{K_{II} i_{II}}{n_{II}}\ ;\ \text{como } i_I = i_{II} \quad \Rightarrow \quad \frac{K_I}{n_I} = \frac{K_{II}}{n_{II}}$$

$$\frac{K_I}{K_{II}} = \frac{n_I}{n_{II}} = \frac{\frac{e_I}{1+e_I}}{\frac{e_{II}}{1+e_{II}}} = \frac{e_I(1+e_{II})}{e_{II}(1+e_I)} = \frac{0.507(1+0.697)}{0.697(1+0.507)}$$

$$\frac{K_I}{K_{II}} = 0.82$$

PROBLEMA Nº 2.- Para el permeametro de la figura hallar la velocidad del agua por el punto "C".



Solución:
El gasto "Q" esta dado por:

$$Q = V \times A \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (a)$$
$$Q = V_1 \times A_1 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (b)$$

V_1 = Velocidad en un punto interior de la muestra, tal como el pto. "C"
$V_V = A_1$ x L (Volumen de vacios)
V = A_1 x L (Volumen total)
Igualando (a) y (b)

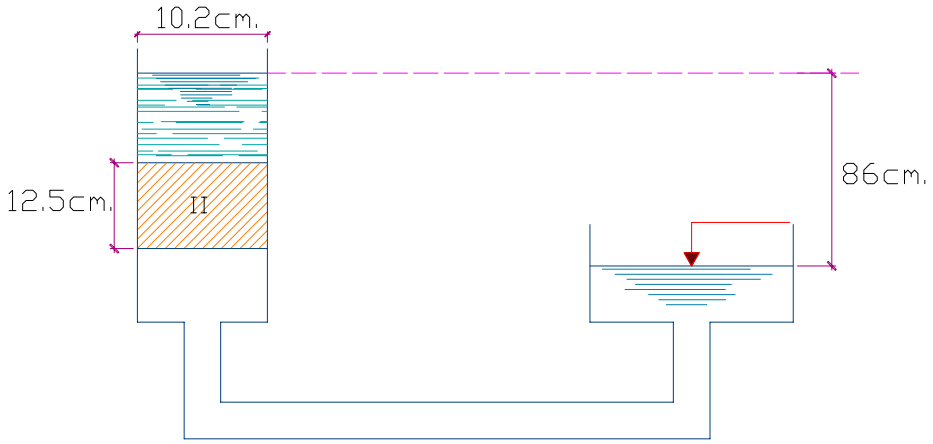
$$V \times A = V_1 \times A_1 \quad \Rightarrow \quad V_1 = \frac{v \times A}{A_1} \times \frac{L}{L} = \frac{v \times V}{V_V}$$

Como, $n = \frac{V_V}{V}$

$$V_1 = \frac{v}{n}$$

PROBLEMA Nº 3.- En el permeámetro de carga hidráulica constante de la figura se ensayo una muestra de arena. La cantidad de agua que se ha filtrado durante un periodo de 4 min. Es de 1,466 gr. Sabiendo que la muestra seca pesa 2,006 gr. y $S_S = 2.65$.
Se pide hallar:

a) El coeficiente de permeabilidad, y el gasto "Q" de esta arena.
b) La velocidad de flujo en el punto II de la figura.



Solución:

a) Para parámetros de carga constante, el coeficiente de permeabilidad esta dado por:

$$K = \frac{V \times L}{A \times h \times t}$$

V= 1,466 cm^3 ; L = 12.5 cm. ; t = 4 min = 240 seg.

$$A = \pi\left(\frac{10.2}{2}\right)^2 = 81.67\,cm^2$$

Reemplazando obtenemos:

$$K = \frac{(1{,}466)(12.5)}{(81.67)(86)(240)} = 0.01087\ cm./seg.$$

El gasto "Q" es:

$$Q = \frac{V_0 1}{t} = \frac{1{,}466}{240} = 6.11\ cm^3/seg.$$

b) Velocidad de flujo en el punto "II". (V_{II})

$$V_{II} = \frac{v}{n} = v\left(\frac{1-e}{e}\right).....(1)$$

$$v = Q/A = {}^{6.11}\!/_{81.67} = 0.075\ cm./seg$$

También:

$$e = \frac{V_V}{V_S}.....(2)$$

Por dato, W_S = 2,006 gr.

$$V_{01}m = A \times L = (81.67)(12.5) = 1{,}020.88\ cm^3$$

$$S_S = \frac{W_S}{V_S \times \gamma_W} \quad \Rightarrow V_S = \frac{W_S}{S_S \times \gamma_W} = \frac{2{,}006}{(2.65)(1)} = 756.98\ cm^3$$

$$V_V = V_{01}m - V_S = 263.9\ cm^3$$

Reemplazando valores en (2), obtenemos el valor de "e":

$$e = {}^{263.9}\!/_{756.98} = 0.35$$

Reemplazando valores en (1), obtenemos la velocidad en el punto II:

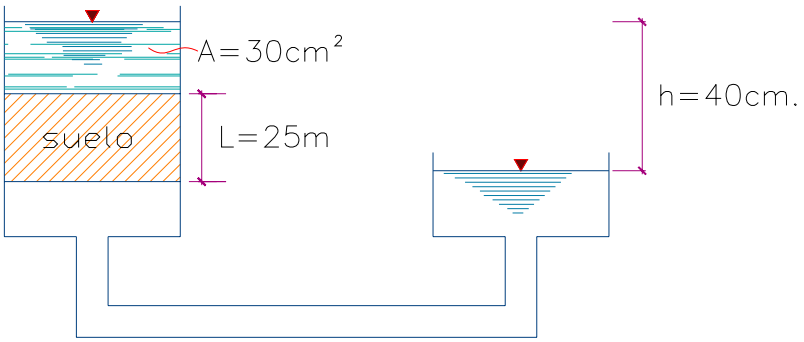
$$V_{II} = 0.075\left(\frac{1+0.35}{1.35}\right)$$

$$V_{II} = 0.289\ cm./seg.$$

PROBLEMA Nº 4.- Un ensayo de permeabilidad a carga constante, ha sido hecha sobre una muestra de arena de 25 cm. de longitud y 30 cm^2 de área. Bajo una carga de 40 cm. se encontró que la descarga es de 200 cm^3 en 116 seg. Y la proporción de vacíos = 0.506.

Determine:

a) El coeficiente de permeabilidad.
b) La velocidad de descarga.
c) La velocidad de filtración.



Solución:

a) Coeficiente de permeabilidad:

$$K = \frac{V \times L}{A \times h \times t}$$

Donde:
V = 200 cm^3
t = 116 seg.
h = 40 cm.
A = 30 cm^2

Reemplazando obtenemos:

$$K = 3.6 \times 10^{-2} \ \ cm./seg.$$

b) Velocidad de descarga:

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{V}{A \times t} = \frac{200}{(30)(116)} = 0.0575 \ cm/seg.$$

c) Velocidad de filtración:

$$v_f = v \times \frac{1+e}{e} = 0.0575\left(\frac{1+0.506}{0.506}\right) = 0.171 \ \ cm./seg.$$

PROBLEMA Nº 5.- El coeficiente de permeabilidad se estima en 0.3 x 10^{-4} cm. /seg. De que diámetro deberá ser un tubo recto; si la carga es para una caída de 27.5 a 20.0 cm. , alrededor de 5 minutos, si la sección transversal de la muestra es 15 cm^2 y su longitud es 8.5 cm.

Solución:

i.) Analizando el problema, notamos que corresponde a un permeametro de carga variable; donde la permeabilidad está dada por:

$$K = 2.3\frac{L \times a}{A \times t} Log \frac{h_1}{h_2}$$

Donde:

K $= 0.3 \times 10^{-4}$ cm^3
t $= 300$ seg.
h_1 $= 27.5$ cm.
h_2 $= 20$ cm.
A $= 15$ cm^2
L $= 8.5$ cm.

De la fórmula despejamos la sección del tubo vertical "a":

$$a = \frac{K \times A \times t}{2.3(L) Log \frac{h_1}{h_2}} = 0.0497\ cm^2$$

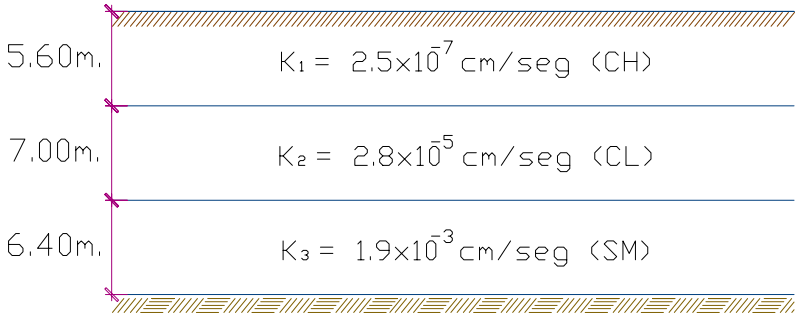
ii.) Diámetro del tubo recto:

$$a = \frac{\pi d^2}{4}$$

$$d^2 = \frac{4a}{\pi} = \frac{4(0.0497)}{\pi}$$

$$d = 0.252\ cm. = 2.52\ mm.$$

PROBLEMA Nº 6.- Determinar la PERMEABILIDAD media horizontal y vertical de un suelo estratificado, cuyas características se indican en la figura sabiendo que la permeabilidad horizontal es 3 veces mayor que la vertical.



Solución:

i.) La permeabilidad vertical promedio está dado por:

$$K_V = \frac{H}{\frac{h_1}{K_1} + \frac{h_2}{K_2} + \frac{h_3}{K_3} + ... + \frac{h_n}{K_n}}$$

$$K_V = \frac{1{,}900}{\frac{560}{2.5\times10^{-7}} + \frac{100}{2.8\times10^{-5}} + \frac{640}{1.9\times10^{-3}}} = 8.39\times10^{-7}\ \ cm./seg.$$

ii.) Permeabilidad horizontal promedio:

Por condición del problema:

$$K_H = 3K_V$$
$$K_H = 3(8.39\times10^{-7}) = 2.52\times10^{-6}\ \ cm./seg.$$

PROBLEMA Nº 7.- Un estrato de arena consta de 3 capas horizontales de igual espesor. El valor de K para la capa superior e inferior es de 1 x 10^{-4} cm. /seg. y el de la capa intermedia 1 x 10^{-2} cm./seg. ¿Cuál es la relación entre el coeficiente de permeabilidad medio del estrato en sentido horizontal y en sentido vertical?

Solución:

i.) El coeficiente K, en sentido horizontal está dado por:

$$K_H = \frac{1}{H}(K_1\times h_1 + K_2\times h_2 + .K_3\times h_3)$$

Por dato:
$h_1 = h_2 = h_3 = h$; H= 3h ; por tanto:

$$K_H = \frac{h}{3h}(K_1 + K_2 + .K_3) = \frac{1}{3}(10^{-4} + 10^{-2} + 10^{-4})$$

$$K_H = 3.4\times10^{-3}\ \ cm./seg.$$

ii.) Coeficiente K, en sentido vertical:

$$K_V = \frac{H}{\frac{h_1}{K_1} + \frac{h_2}{K_2} + \frac{h_3}{K_3}} = \frac{3h}{h}\left(\frac{1}{\frac{1}{K_1} + \frac{1}{K_2} + \frac{1}{K_3}}\right) = 3\left(\frac{1}{10^4 + 10^2 + 10^4}\right)$$

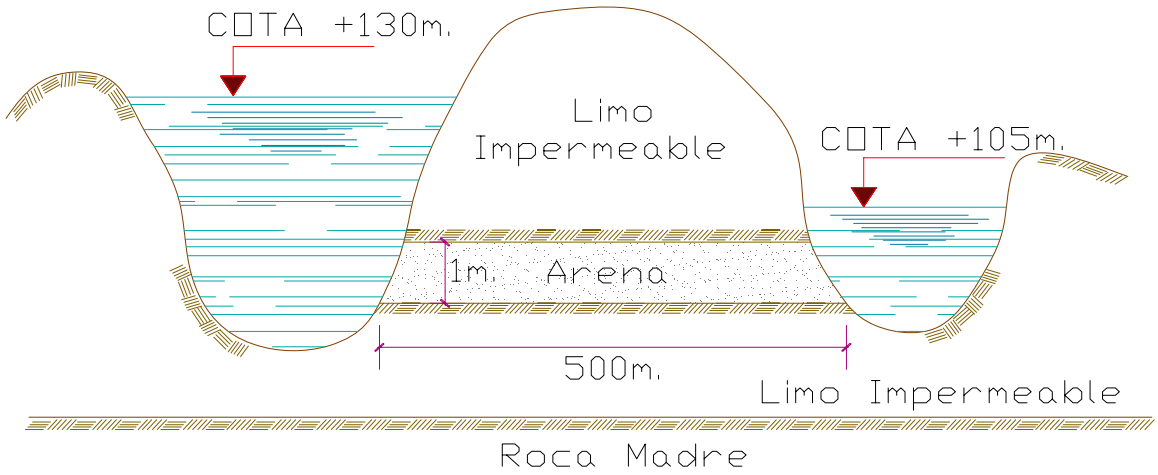
$$K_V = 1.49\times10^{-4}\ \ cm./seg.$$

iii.) La relación entre K_H y K_V es:

$$\frac{K_H}{K_V} = \frac{3.4\times10^{-3}}{1.49\times10^{-4}} = 22.8 \approx 23$$

Relación de 23 a 1.

PROBLEMA Nº 8.- El canal y el río de la fig. corren paralelamente en un tramo de 4 Km. La arena tiene una permeabilidad de 1 x 10^{-4} cm./seg.
Se pide calcular la cantidad de litros/hora que se adicionan al canal como producto de las filtraciones que se producen a través del estrato de arena (considere Ud. el tramo de 4 Km. y que en los estratos impermeables no hay filtraciones).



Solución:

Según la Ley de Darcy, el gasto es:

$$Q = A\times K\times i = A\times K\times \frac{h}{l} \text{.....(1)}$$

La sección transversal del estrato de arena es:
A = 4,000 (1) = 4,000 m^2
La carga hidráulica: $h = h_1 - h_2 = 25\ m.$
Longitud que recorre el agua: L = 500 m; reemplazando en (1)

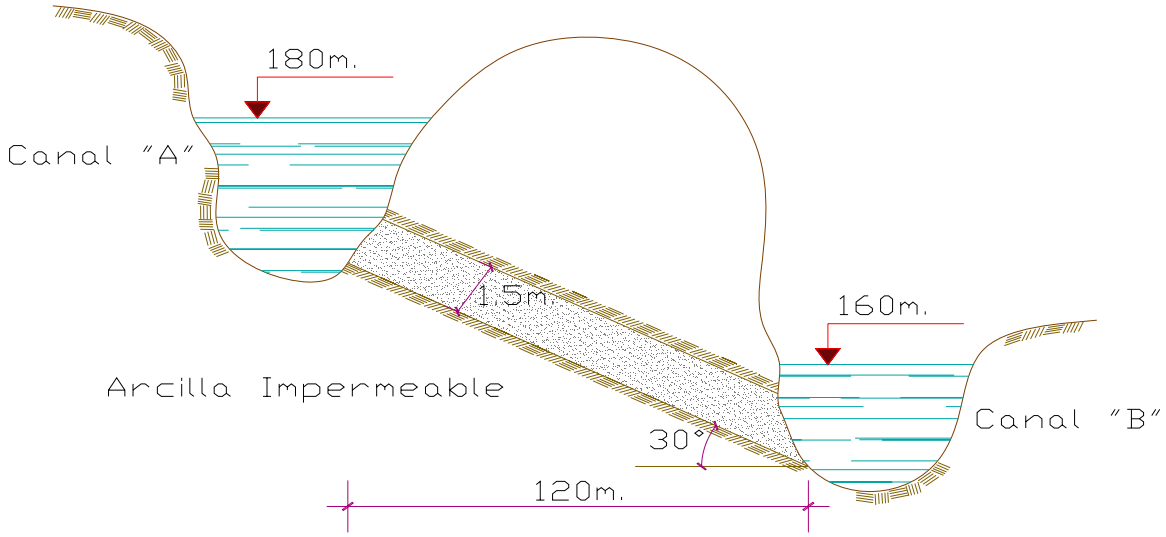
$$Q = 4{,}000\times10^{-6}\times\frac{25}{500} = 2\times10^{-4}\ m^3/seg. \Rightarrow 2\times10^{-4}\times1{,}000\times3{,}600/h$$

$$1hora = 3{,}600\ seg \Rightarrow seg = hora/3{,}600$$

$$1m^3 = 1{,}000\ lt. \Rightarrow Q = 720\ lt/hora$$

WILBER CUTIMBO CHOQUE
wil-ber_2511@hotmail.com
Cel. 953686056

PROBLEMA Nº 9.- El canal "A" corre paralelo al canal "B" en una longitud de 2,000 m. Si la permeabilidad de la arena es de 2.5 x 10^{-2}; se desea saber que cantidad de agua filtra del caudal "A" al caudal "B", para el estrato de arena durante una hora.



Solución:

$$Q = A \times K \times i = A \times K \times \frac{h}{l} \text{.....(1)}$$

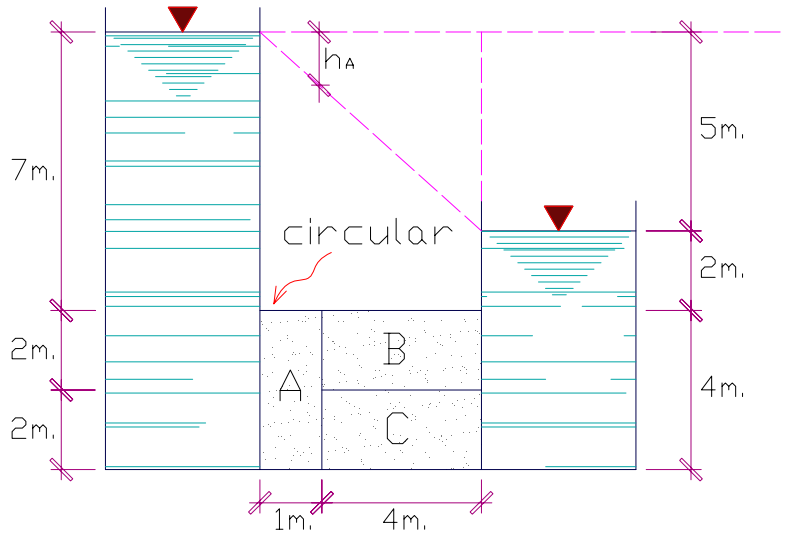
h = 20 m.
L = 120/ Cos 30º = 138.5 m.
A = (2,000)(150) = 3,000 m^2 =3 x 10^7 cm^2
Reemplazando datos en (1):

$$Q = 2.5 \times 10^{-2} \times \frac{20}{138.5} \times 3 \times 10^7 = 108{,}303.25 \ \ cm^3 / seg.$$

$1m^3$=1x10^6 cm^3
1 hora = 3,600seg

$$\boxed{Q = 390 \ m^3 \ por \ hora.}$$

PROBLEMA Nº 10.- Calcular la permeabilidad de los suelos, de la fig. en 30 seg. escurre 1,500 gr. de agua



$Suelo\ A = (e = 0.80)$

$Suelo\ B = (e = 0.75)$

$Suelo\ C = (e = 0.70)$

$\frac{K_B}{K_C} = 1.3$

Solución:

i.) El gasto total esta dado por:

$$Q = {}^{V_{OL}}\!/_{t} = {}^{1,500}\!/_{30} = 50\,cm^3/seg.$$

ii.)

$$Q = Q_A = A_A \times \frac{v}{n_A} = \frac{\pi D^2}{4} \times \frac{K_A}{n_A} \times i$$

Donde:
$n_A = 0.3 \times 10^{-4}\ cm^3$
$n_B = 300$ seg.
$n_C = 27.5$ cm.
$i_A = h_A/L_A = 1$

$$\boxed{K_A = 1.77 \times 10^{-4}\ cm./seg.}$$

iii.)

$$Q_A = Q_B + Q_C = A\left(\frac{v}{n_B} + \frac{v}{n_C}\right) = \frac{\pi D^2}{8}\left(\frac{K_B i}{n_B} + \frac{K_C i}{n_C}\right)$$

$$Q_A = \frac{\pi D^2}{8} \times \frac{5}{4}\left(\frac{1.3\,K_C}{n_B} + \frac{K_C}{n_C}\right) \Rightarrow \boxed{K_C = 1.17 \times 10^{-4}\ cm./seg.}$$

CAPITULO X

RED DE FLUJO O RED DE FILTRACIÓN

FLUJO DE AGUA BAJO ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN.-

Suponemos que sigue la Ley de Darcy,, para suelos tales como arena, arena-limo, limo.

Cálculos de filtración.- Es necesario determinar la intensidad y distribución de la (u), tensión neutra (sub-presión)estas tensiones pueden determinarse (Red de Filtración, el cual representa la filtración del agua en un suelo incomprensible).

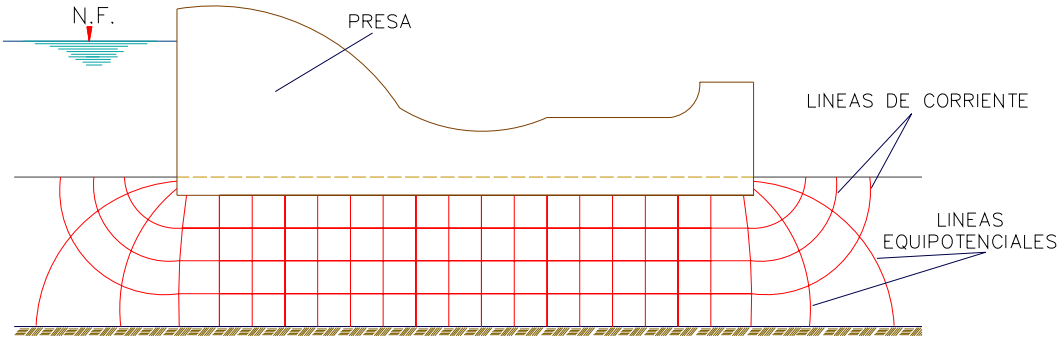
De la ecuación: $\frac{\partial^2\phi}{\partial X^2}+\frac{\partial^2\phi}{\partial Z^2}$, $\phi = K.h$ (Ecuación de Laplace)

1.- RED DE FLUJO O DE FILTRACIÓN.-

Es una representación diagramático de las líneas de corriente y equipotenciales, del escurrimiento del agua en un medio poroso.

Por lo expuesto, la res de flujo es un espectro de líneas ortogonales, donde todas las áreas limitadas por un par de líneas de corriente, y un par de líneas equipotenciales, tienen la misma relación de anchura y longitud.

En la práctica se trazan líneas de corrientes y equipotenciales, formado redes de cuadrados, debiéndose interpretar como tales, las figuras que quedan determinadas al cortarse las líneas, de manera que las longitudes medias sean iguales.



1.1.- COMPONENTES DE LA RED DE FLUJO:

a) LINEAS DE CORRIENTE.- Son aquellas que pueden trazarse a travéz de un escurrimiento; siendo tangentes a los vectores velocidad en todo su desarrollo.

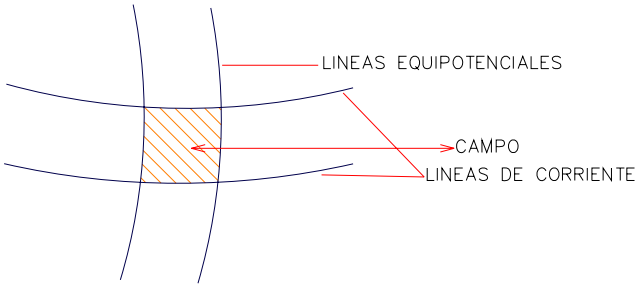
b) LINEAS EQUIPOTENCIALES.- Son los que unen todos los puntos que tienen igual potencial; estas líneas equipotenciales; estas líneas equipotenciales son perpendiculares a las líneas de corriente.

c) TUBO DE CORRIENTE O CANAL DE FLUJO.- Es el espacio comprendido entre dos líneas de corriente $(\rightarrow)$

d) CANAL DE CAIDA EQUIPOTENCIAL.- Es el espacio comprendido entre dos líneas equipotenciales $(\downarrow)$

e) CAMPO.- Es el espacio comprendido entre 2 líneas de corrientes y 2 líneas equipotenciales, formando un cuadro.

CONSTRUCCION DE LA RED DE FLUJO

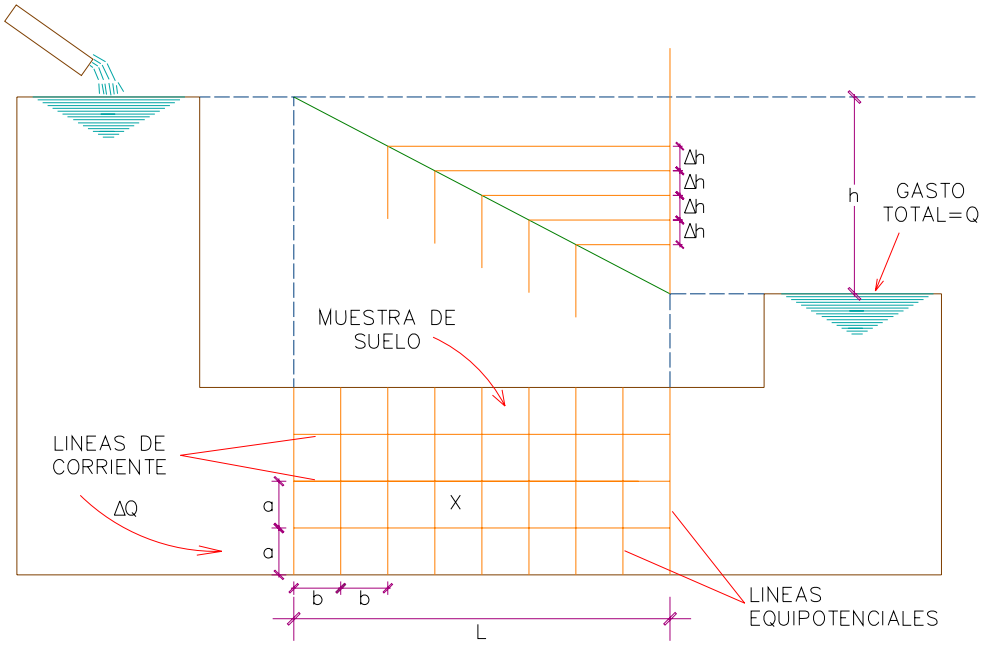


2.- GASTO DE FILTRACIÓN.

Es gasto total "Q", que fluye a través de un ancho unitario de una masa de suelo; es igual a la suma de los gastos principales (ΔQ) en todos los tubos de corriente de la red de flujo respectiva.

La carga total "h" es la suma de pérdidas de carga (Δh) en todos los espacios equipotenciales de la red de flujo.

En la fig. siguiente trazamos la red de flujo, para la muestra de suelo.



Aplicando la ley de DARCY, al cuadrado "X" (Campo X), elegido arbitrariamente.

$Q = K.i.A$; Si. $A = (a)x1$ (unidad normal a la pagina)

$$\Rightarrow \qquad \Delta Q = K.\frac{\Delta h}{b}.a$$

Como las figuras son cuadradas: $\frac{a}{b} = 1$

$$\Rightarrow \qquad \Delta Q = K.\Delta h$$

Si la red de flujo completa tiene "N_1" caídas equipotenciales:

$N_1.\Delta h = h$ De donde, $h = \frac{\Delta h}{N_1}$

$$\Rightarrow \qquad \Delta Q = K.\frac{h}{N_1}$$ (Gasto a través de cualquier tubo de concreto)

Por otra parte tenemos "N_2", tubos de corriente en la red; entonces:

$Q = \Delta Q \times N_2$ De donde: $\Delta Q = \dfrac{Q}{N_2}$

Por tanto: $\dfrac{Q}{N_2} = K \cdot \dfrac{h}{N_1}$

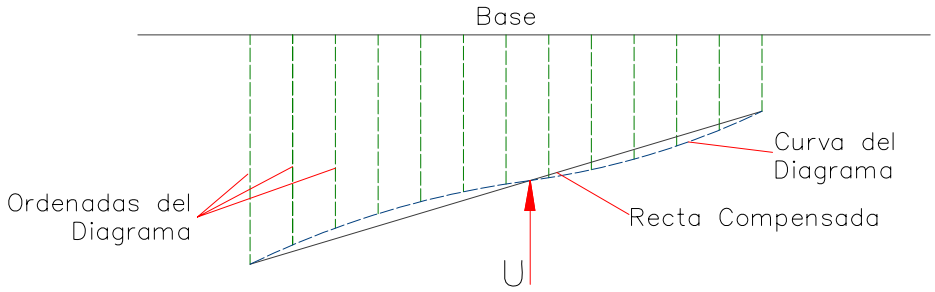
Concluimos que el gasto por filtración a través de todos los tubos de corriente es:

$$\boxed{Q = K.h.\frac{N_2}{N_1}}$$

3.- SUBPRESIÓN. (Y)

Es la fuerza ejercida por el agua de filtración, que satura la masa de suelo en la cimentación, sobre la base de las estructuras.
Para conocer la fuerza valiéndose de la red de flujo, se traza el DIAGRAMA DE SUBPRESIÓNES, de la sgte. forma:

Sobre una recta horizontal que se puede suponer representando a escala, la base de la presa, se determinan trazos perpendiculares, correspondientes a cada equipotencial, sobre estos trazos perpendiculares u ordenadas, se lleva a escala el valor de la subpresión.



Las ordenadas del diagrama que determinan, cada una de ellas, la subpresión en un punto en particular de la cimentación se determinan de la siguiente manera:

$$\boxed{S = h - \frac{S_n}{N_1}.h}$$

h = Carga hidráulica.
S_n = Número de líneas equipotenciales.
N_1 = Número total de caídas equipotenciales.

Fuerza de subpresión "U" esta dado por:

$$\boxed{U = \gamma_W \times A \times 1\ \ m.\ \left(de\ \ fondo\right)}$$

γ_W = Peso específico del agua.
A = Área compensada del diagrama de subpresiones.

4.- SIFONAJE.

4.1.- SIFONAJE POR LEVANTAMIENTO.-

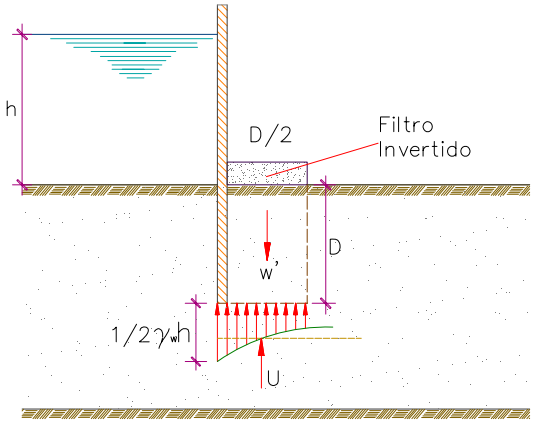
Tiene su origen en el levantamiento instantáneo de una gran masa de suelo, situada aguas abajo, en las cercanías del pie del dique.
Este tipo de rotura se produce, cuando la presión de filtración del agua que circula hacia arriba, en el suelo situado al pie del dique, se hace mayor que la presión efectiva del suelo.

Se ha encontrado que el levantamiento de la arena se produce dentro de una distancia D/2 a partir de las tablestacas; es decir que la rotura se indica dentro de un prisma de arena de altura D y ancho D/2.

Por tanto, el sifonaje se produce, cuando la fuerza de subpresión hidrostática "U" en la base del prisma, se hace igual al peso efectivo de la arena situada encima de dicha base.

$$F_S = \frac{W'}{U} \geq 2$$

$$F_S = \frac{W'+W}{U}$$



F_S = Coeficiente de seguridad con respeto al sifonaje.

W' = Peso efectivo del suelo (Peso sumergido)

U = Subpresión en la base del prisma de suelo.

W = Peso del filtro invertido, que aumenta el peso efectivo del prisma de arena; aumentando por tanto el coeficiente de seguridad.

$$U = \frac{1}{2}.D.\gamma_W.h_P \qquad W' = \frac{1}{2}.D^2.\gamma'_m$$

D = Altura del prisma de arena

h_p =Ordenada del diagrama de subpresión (valor promedio)

γ'_m = Peso unitario del suelo sumergido

4.2.- TUBIFICACIÓN.

El fenómeno de tubificación, es el movimiento del material de la cimentación, debido a la velocidad del agua de filtración al salir del suelo que se encuentra bajo la presa. Este fenómeno sucede cuando las filtraciones a través de un suelo, circulan con velocidades mayores de un cierto límite, al cual se le denomina "velocidad crítica".

La tubificación incipiente ocurre cuando, la presión del agua de filtración en cualquier punto de la cimentación es mayor que el peso del suelo saturado en ese punto. Bajo tales condiciones el suelo llega a estar sobresaturado rápidamente e incapaz de soportar cualquier carga; la tubificación real es inminente.
En presas de tierra; para que esta quede al margen de los efectos producidos por la tubificación, se introduce un factor de seguridad, que se calcula por medio de la siguiente formula:

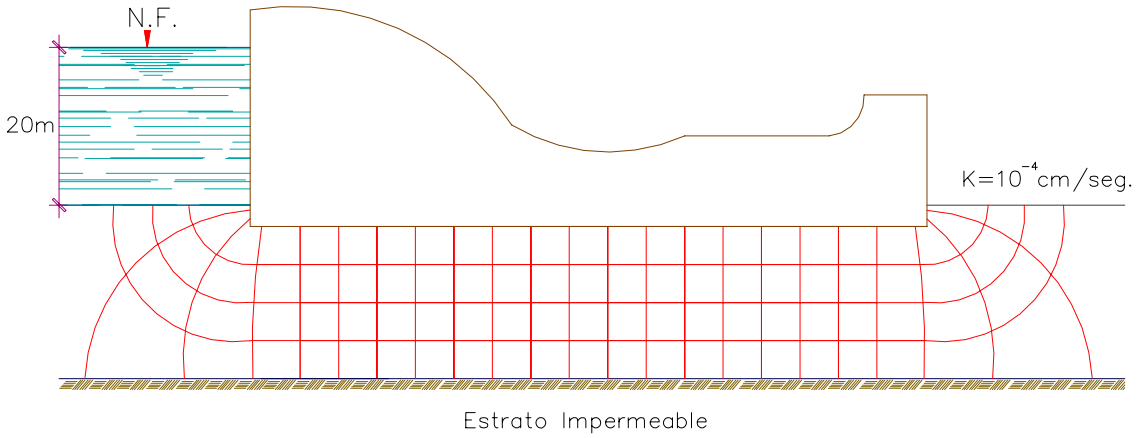
$$F_S = \frac{S_S - 1}{i(1+e)} \geq 4$$

S_S = Peso específico relativo del material.
i = Gradiente hidráulico del flujo que atraviesa el material.
e = Relación de vacíos del material.

Las dificultades se encuentran en los depósitos sedimentarios con capas de limos inorgánicos en contacto directo con arena limpia. La erosión se produce en el limo.

PROBLEMAS RESUELTOS:

PROBLEMA Nº 1.- Calcular el gasto de filtración que ocurre en la cimentación de la presa mostrada en la figura; en 1 m. lineal de presa. Suponiendo que la longitud de la presa sea 200 m. ¿Qué cantidad de metros cúbicos se pierde por filtración durante el año?



Solución:

i) Gasto a través de los canales de flujo:

$$Q = K.h.\frac{N_2}{N_1} \quad \cdots\cdots\cdots\

ii) Gasto total por año, cuando la longitud de la presa es de 200 m.
En (&)

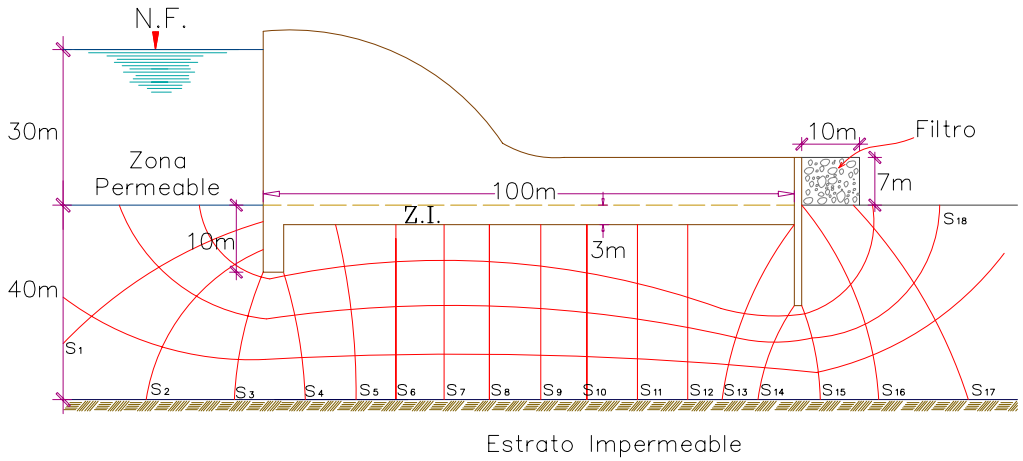
$$Q = 10^{-4}(2{,}000).\frac{4}{23}.(20{,}000\ \ cm.) = 695.65 cm^3 / seg.$$

Como: 1 año = 365(86,400 seg.); entonces:

$$Q = (695.65).\frac{m^3}{10^6}.\frac{365(86{,}400)}{1 año} = 21{,}938\ \ m^3 / año.$$

PROBLEMA Nº 2.- En la presa que se indica en la fig. determine Ud. el gasto por filtración y el diagrama de subpresión, en la base de la presa.

K = 1.6 x 10^{-4} cm/seg



Solución:

Para la construcción gráfica, de la red de flujo, por el método de aproximaciones, se siguen los siguientes pasos:
PASO 1.- Se dibuja a escala conveniente, las dimensiones de la estructura y la masa del suelo, de tal manera que nos permita identificar las zonas permeables que facilitan el ingreso y salida del agua a través del suelo.
PASO 2.- Se grafican líneas de corriente (es suficiente con 3 ó 4 líneas de corriente), que formen ángulos rectos en las zonas permeables, en as entradas y salidas del agua y que sean aproximadamente paralelos a la zona impermeable.
PASO 3.- Se trazan líneas equipotenciales, que formen ángulos rectos a la salida y al término de las zonas impermeables y que intercepten a las líneas de corriente en forma perpendicular; procurando que estas intersecciones, formen campos cuadrados de lados iguales.
PASO 4.- Finalmente, se puede reajustar la red de flujo, con el objetivo de que la red resulte más simétrica.

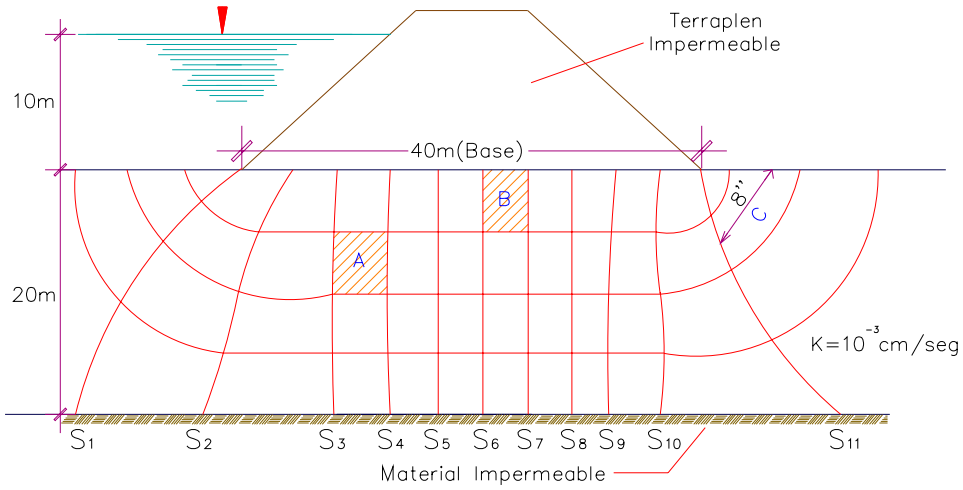
i) Gasto de filtración, para un metro de presa:

$$Q = K.h.\frac{N_2}{N_1}$$

$$Q = 1.6\times10^{-4}(3{,}000).\frac{4}{18}.(100) = 10.67 cm^3 / seg.$$

ii) Ordenadas del diagrama de subpresiones.
Determinamos las ordenadas del diagrama mediante la siguiente expresión:

$$S = H.\frac{S_n}{N_1}(h) \quad \cdots\cdots\cdots\



Solución:

i) La red de flujo esta compuesta de $N_1 = 12$ (# de caídas equipotenciales)

$$N_1.\Delta h = h$$

$$\Delta h = \frac{h}{N_1} = \frac{10}{12} = 0.83 \ \ m.$$

ii) Gradiente hidráulico en el campo "A":

$$i_A = \frac{\Delta h}{L} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{(I)}$$

L = Longitud de recorrido del flujo por el campo "A"=4 m.
(la distancia entre cada equiipotencial es de 4 m.)

Reemplazando en (I):

$$i_A = \frac{0.83}{4} = 0.208$$

iii) Gradiente hidráulico en el campo "B".

$$i_B = \frac{\Delta h}{L} = \frac{0.83}{4} = 0.208$$

Los gradientes hidráulicos son similares, debido a la misma longitud de recorrido del flujo.

PROBLEMA Nº 4.- Con respecto a la presa del problema Nº 3, se pide hallar la resultante y el punto de aplicación de la subpresión.

Solución:

i) Determinación del diagrama de subpresión.

$$\boxed{S = h - S_n(\Delta h)} \quad ; \qquad \text{donde: } \Delta h = \frac{h}{N_1} = \frac{10}{12} = 0.83$$

$$S_1 = 10 - 1.(0.83) = 9.17 \ \ m.$$

$$S_2 = 10 - 2.(0.83) = 8.34 \ \ m.$$

WILBER CUTIMBO CHOQUE
wil-ber_2511@hotmail.com
Cel. 953686056

$S_3 = 10 - 3.(0.83) = 7.51\ \ m.$

$S_4 = 10 - 4.(0.83) = 6.68\ \ m.$

$S_5 = 10 - 5.(0.83) = 5.85\ \ m.$

$S_6 = 10 - 6.(0.83) = 5.02\ \ m.$

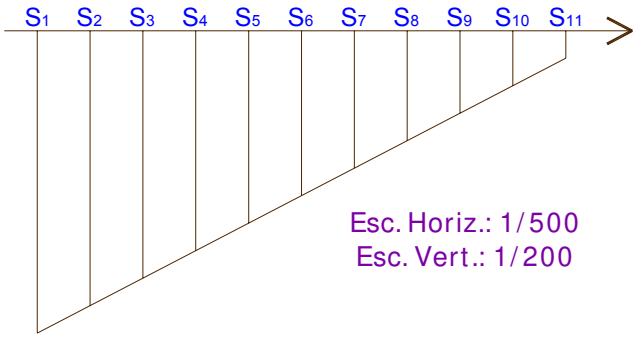
$S_7 = 10 - 7.(0.83) = 4.19\ \ m.$

$S_8 = 10 - 8.(0.83) = 3.36\ \ m.$

$S_9 = 10 - 9.(0.83) = 2.53\ \ m.$

$S_{10} = 10 - 10.(0.83) = 1.70\ \ m.$

$S_{11} = 10 - 11.(0.83) = 0.83\ \ m.$



ii) Resultante "U"

La resultante U, está definida por: $U = \gamma_W .A.1m.$

$U = 1{,}000\ \ Kg/m^3.(200.8\ \ m^2).(1\ \ m.\ \ de\ \ fondo)$

$U = 200{,}800\ \ Kg.$

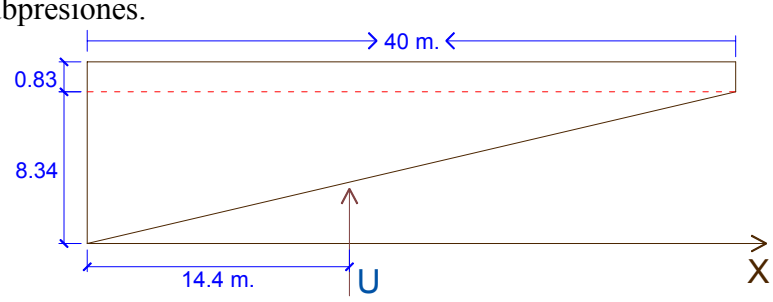
iii) Punto de aplicación de la subpresión.

El punto de aplicación de la fuerza de supresión "U", esta ubicado en el centro de gravedad del diagrama de subpresiones.

$$\overline{X} = \frac{\sum A\ .\ X}{\sum A}$$

$$\overline{X} = \frac{33.2(20) + 166.8(40/3)}{200.8}$$

$$\overline{X} = 14.4\ \ m.$$



PROBLEMA Nº 5.- Calcular el factor de seguridad contra la tubificación, para el caso de la presa mostrada en el problema Nº 3. si $S_S = 2.73$ y la relación de vacíos es igual a 0.9

Solución:

i) El factor de seguridad para evitar la tubificación, está dado por:

$$F.S. = \frac{S_S - 1}{i(1+e)} \quad \cdots\cdots\cdots\

Para este caso se realizará el cuadrado marcado "C", ubicado al pie de la presa; ya que es la zona expuesta más desfavorablemente al efecto de la tubificación.

ii) Gradiente hidráulico en el campo "C"

$$\Delta h = \frac{h}{N_1} = \frac{10}{11} = 0.91 \ \ m.$$

L = 8 m. (Longitud de recorrido del flujo por el campo "C")

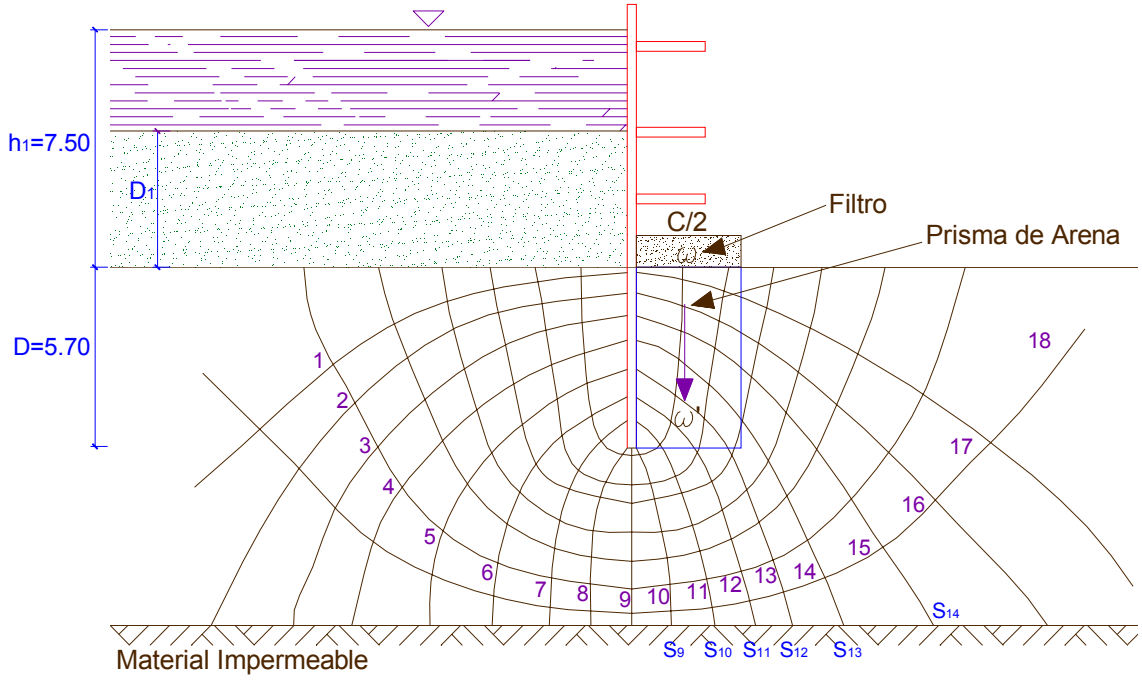
$$i = \frac{\Delta h}{L} = \frac{0.91}{8} = 0.1137$$

iii) Reemplazamos valores en la expresión (&), obtenemos:

$$F.S. = \frac{2.73 - 1}{0.1137.(1 + 0.9)} = 8 > 4$$

Como el factor de seguridad es mayor que 4, la estructura queda al margen de los efectos producidos por la tubificación. Si en el análisis precedente el F.S. hubiese sido menor que 4, existen algunas medidas tendientes a aumentarlo.

PROBLEMA Nº 6.- En la figura, la carga hidráulica h_1 es igual a 7.50 m. las tablestacas penetran 5.70 m. en la arena. Si el peso unitario de la arena saturada es de 1,800 Kg/m^3 ¿Cuál es el peso del filtro invertido, que se requiere para aumentar el coeficiente de seguridad al sifonaje hasta 2.5?



Solución:

i) El coeficiente de seguridad, incluyendo el peso del filtro invertido de peso W, es:

$(F_S)U = W + W'$ (Por equilibrio)

$$F_S = \frac{W + W'}{U} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{(I)}$$

Peso del terreno debajo del filtro (Prisma de arena)

$$W' = 1/2.D^2.\gamma' = 1/2.(5.70)^2.(800) = 12{,}996 \ \ Kg.$$

Ya que, $\gamma' = \gamma_{sat.} - \gamma_W = 800_L \ Kg/m^3$

ii) Cálculo de valores para el diagrama de superposición.

$$S = h - \frac{S_n}{N_1}.h$$

N_1 = # de caídas equipotenciales.

Procedemos a analizar solamente las líneas equipotenciales, que implican la base del prisma de arena. Con lo que determinamos los valores para graficar el diagrama de Superposición en la base del prisma de arena.

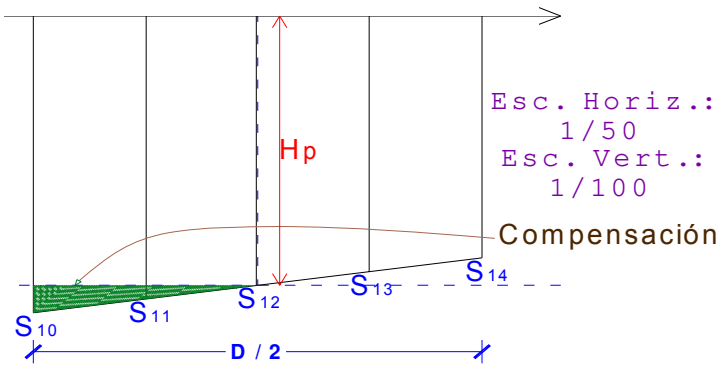
$$S_{10} = 13.2 - \frac{10}{18}(7.5) = 9.03 \ \ m.$$

$$S_{11} = 13.2 - \frac{11}{18}(7.5) = 8.61 \ \ m.$$

$$S_{12} = 13.2 - \frac{12}{18}(7.5) = 8.20 \ \ m.$$

$$S_{13} = 13.2 - \frac{13}{18}(7.5) = 7.78 \ \ m.$$

$$S_{14} = 13.2 - \frac{14}{18}(7.5) = 7.36 \ \ m.$$



Por tanto, del diagrama de subpresión hallamos que:
$H_p = 8.19$

iii) Se conoce que la figura de subpresión, esta dada por:

$$U = \gamma_W \times A \times 1m.$$

$$U = 1/2 \times D \times \gamma_W \times h_p \quad \text{(Reemplazando valores)}$$

$$U = 1/2.(5.70)(1{,}000)(8.19) = 23{,}364.11 \ \ Kg.$$

iv) Finalmente se determina el paso del filtro reemplazando valores en (I), y despejando W.

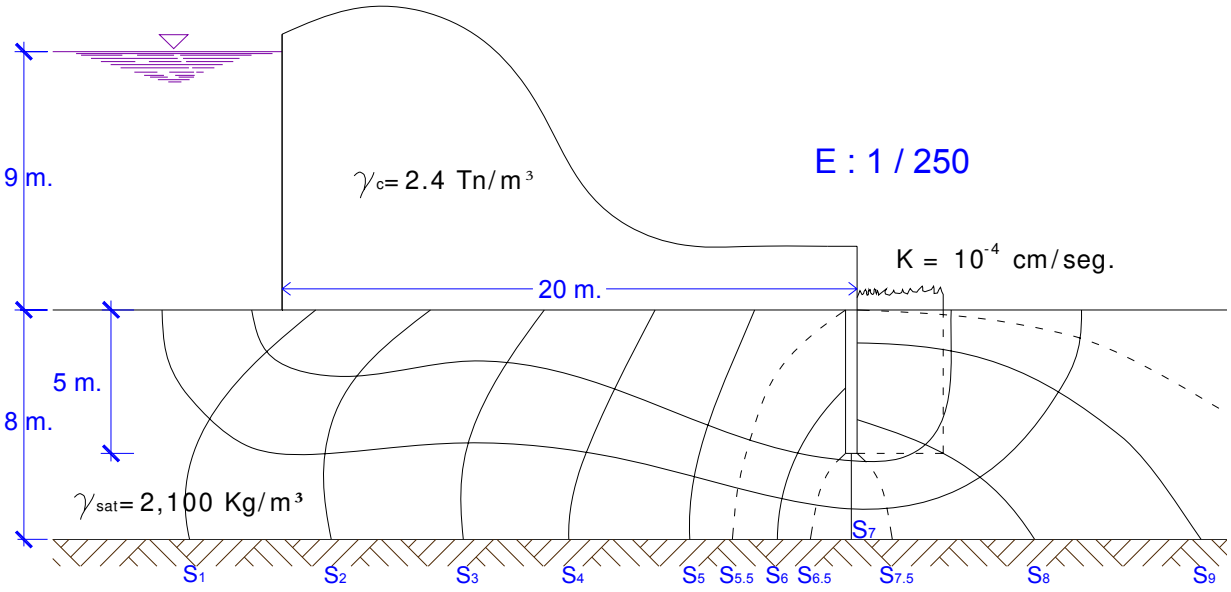
$$2.5 = \frac{W + 12{,}996}{23{,}364.11} \qquad \Rightarrow \qquad W = 45{,}414.275 \ \ Kg.$$

Expresando el peso del filtro por unidad de área:

$$W = \frac{45{,}414.275 \ \ Kg}{2.85 \ \ m^2} = 15{,}934.8$$

PROBLEMA Nº 7.- Con respecto a la figura, hallar:

a) Las fuerzas contra la tablestaca.
b) El factor de seguridad al sifonaje por levantamiento
c) Si el estrato permeable fuera 10.00 m. Hallar el caudal que fluye.



Solución:

a) Fuerzas contra la tablestaca

i) Determinar el diagrama "U", en la cara izquierda de la tablestaca.

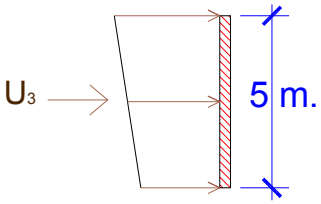
$$S = h - S_n.\Delta h$$

donde: $\Delta h = \dfrac{h}{N_1} = \dfrac{9}{10} = 0.90 \ \ m.$

$S_{5.5} = 9 - 5.5(0.9) = 4.05 \ \ m.$

$S_6 = 9 - 6(0.9) = 3.60 \ \ m.$

$S_{6.5} = 9 - 6.5(0.9) = 3.15 \ \ m.$



Por tanto, la fuerza es:

$$U = \gamma_W.(Áreadeldiagrama)(1 \ \ m. \ \ de \ \ fondo) \ \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \ (\&)$$

$$U_1 = 1{,}000.(3.6 \times 5) = 18{,}000 \ \ Kg.$$

ii) Determinando la fuerza en la cara derecha de la tablestaca.

$S_{7.5} = 9 - 7.5(0.9) = 2.25 \ \ m.$

$S_8 = 9 - 8(0.9) = 1.85 \ \ m.$

$S_9 = 9 - 9(0.9) = 0.9 \ \ m.$

$S_{9.5} = 9 - 9.5(0.9) = 0.45 \ \ m.$

Reemplazando en (&) obtenemos la fuerza en la cara derecha de la tablestaca:

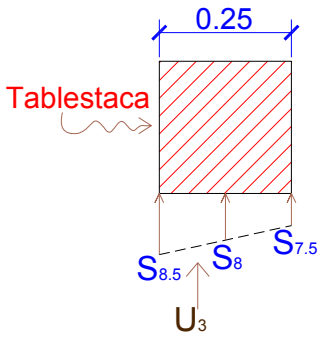
$U_2 = (1{,}000)(6.75)(1 \ \ m.) = 6{,}750 \ \ Kg.$

iii) Fuerza actuante en la punta de la tablestaca:

Los espesores de la tablestaca pueden ser de: 0.30, 0.25, 0.125 m.

Reemplazando datos en (&):

$$U_3 = 1{,}000(0.675)(1\ m.) = 675\ \ Kg.$$



b) Factor de seguridad al sifonaje por levantamiento.
Peso del prima del suelo sumergido:

$W' = 1/2.D^2.\gamma'$; Donde: $\gamma' = 2{,}100 - 1{,}000 = 1{,}100\ \ Kg/m^3$

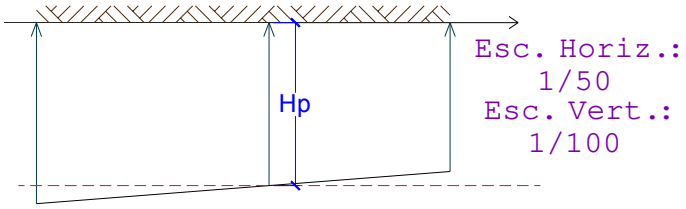
$W' = 1/2.(25)(1{,}100) = 13{,}750\ \ Kg.\ \ por\ m.\ de\ suelo.$

Fuerza "U", en la base del prisma del suelo (del diagrama de subpresión)

$S_{7.5} = 2.25\ \ m.$

$S_{7.75} = 2.025\ \ m.$

$S_8 = 1.85\ \ m.$



Sabemos que:

$\boxed{U = 1/2.D.\gamma_W.h_p}$: del diagrama $H_p = 2.05$ m.

$U = 1/2(5)(1{,}000)(2.05) = 5{,}125 \ \ Kg.$

Como la rotura por sifonaje se produce tan pronto como la fuerza "U" se hace igual al peso sumergido W' o peso efectivo de la arena; entonces el F. S. es:

$$F.F. = \frac{W'}{U} = \frac{13{,}750}{5{,}125} = 2.7$$

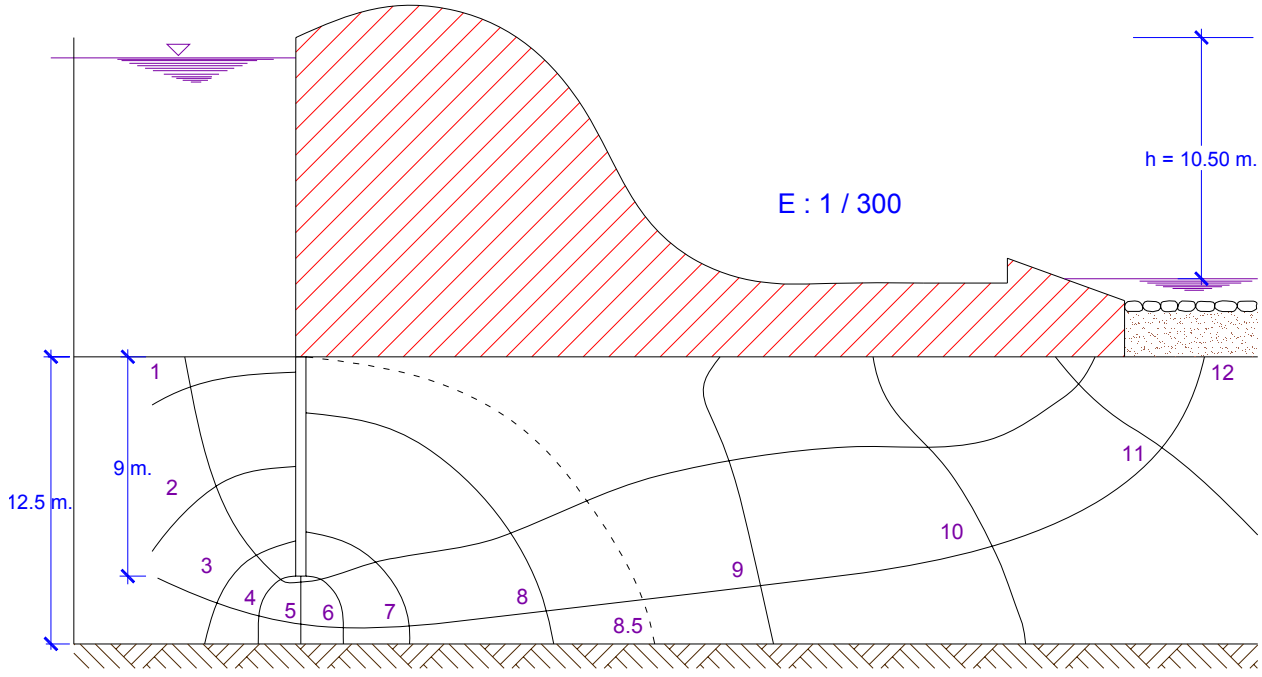
Como el F. S. es mayor que 2, entonces cumple las condiciones, para evitar la rotura por sifonaje:

c) Cálculo del caudal que fluye:

$$Q = K.h.\frac{N_2}{N_1} = 10^{-4}(900)\left(\frac{3}{10}\right)(1 \ m.) = 2.7 \ \ cm^3/seg.$$

PROBLEMA Nº 8.- Construir la red de filtración del dique indicado en la figura para un valor $K = 16\times10^{-4} cm/seg.$ en la dirección horizontal y $4.2\times10^{-4} cm/seg.$ en la dirección vertical.
El dique tiene una base de 30 m., el espesor de la capa permeable alcanza 12.50 m., la longitud de la tablestaca es de 9 m. y la carga hidráulica es de 10.50 m.

a) Calcular la perdida por filtración por medio del dique.
b) Calcular el diagrama de supresión bajo la cara del dique.



Solución:

a) La perdida por filtración en suelos por permeabilidad horizontal y vertical, distintos está dado por:

$$Q = h_1 . \frac{N_2}{N_1} . \sqrt{K_V . K_H}$$

$$Q = 1050 . \frac{3}{12} . \sqrt{4.2 \times 10^{-4} \times 16 \times 10^{-4}} \times 1 \ \ m. = 21.52 \ \ cm^3 / seg.$$

b) Diagrama de supresión en la base del dique.

$S = h - S_n(\Delta h)$ donde, $\Delta h = \frac{h}{N_1} = \frac{10.50}{12}$

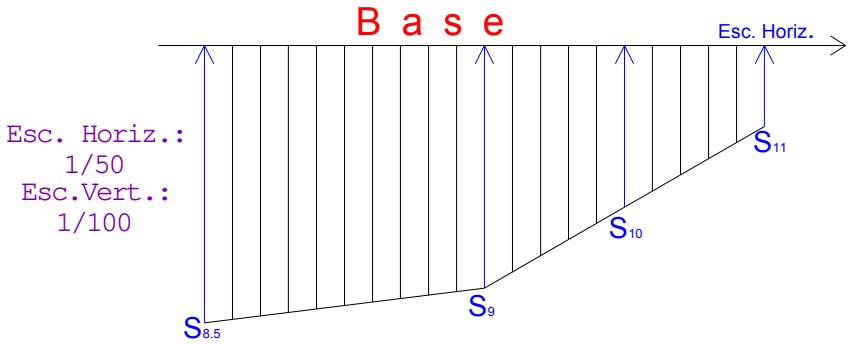
$h = 0.875 \ \ m.$

$S_{8.5} = 10.50 - (8.5)(0.875) = 3 \ \ m.$

$S_9 = 10.50 - (9)(0.875) = 2.625 \ \ m.$

$S_{10} = 10.50 - (10)(0.875) = 1.75 \ \ m.$

$S_{11} = 10.50 - (11)(0.875) = 0.875 \ \ m.$



$U = \gamma_W . A.1 \ \ m. = 1{,}000 \times 68.4 \times 1 = 68{,}407 \ \ Kg.$

CAPITULO XI

CAPACIDAD DE CARGA DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES

Las teorías que nos permiten calcular la capacidad portante del suelo, para cimientos superficiales son:

1. Teoría de MEYERHOH
2. Teoría de SKEMPTON
3. Teoría de HANSEN
4. Teoría de TERZAGHI
5. Teoría de PRANDT

La más utilizada es la teoría de Terzaghi, quien determinó la capacidad de carga de los suelos teniendo en consideración: la cota de fundación, forma de cimentación, tipo de suelo, tipo de aplicación de la carga.

ECUACIONES DE TERZAGHI

1. CAPACIDAD PORTANTE DE SUELOS DENSOS

1.1. SUELOS CON COHESIÓN Y FRICCIÓN

En Cimientos Corridos:

$$q_d = CN_C + \gamma D_f N_q + \tfrac{1}{2}\gamma B N_\gamma$$

En Zapatas Cuadradas:

$$q_d = 1.2\,CN_C + \gamma D_f N_q + 0.4\gamma B N_\gamma$$

En Zapatas Circulares:

$$q_d = 1.2\,CN_C + \gamma D_f N_q + 0.6\gamma B N_\gamma$$

1.2. SUELOS NETAMENTE ARCILLOSOS (Ø = 0)

Cimientos Corridos:

$$q_d = 5.14\,C$$

Zapatas Cuadradas:

$$q_d = 6.20\,C$$

Zapata Rectangular:

$$q_d = 5.14\left(1 + 0.20\frac{B}{L}\right)C$$

q_d = Capacidad de carga última

C = Cohesión del suelo
γ = Peso específico del suelo
B = Base de la cimentación
D_f = Cota de fundación

1.3. FACTORES DE CAPACIDAD PARA N ≥ 30 (Suelos Arenosos)

$$N_\phi = e^{\pi\, tg\phi} Tg^2(45^o + \phi/2)$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) Tg(1.4\phi)$$

$$N_c = (N_C - 1) Ctg\,\phi$$

$$\phi = 15.29 + 0.11N - 0.40\left(\frac{N}{P_0}\right) + 6.87\left(\frac{N}{P_0}\right)^{1/2}$$

N = Número de golpes de penetración del ensayo Estratificado (SPT)

2. CAPACIDAD PORTANTE DE SUELOS SUELTOS (N ≤ 5)

(Arenas poco densas, Limos Blandos, etc.)

Cimientos Continuos:

$$q_d = C'N'_C + \gamma D_f N'_q + 0.5\gamma B N'_\gamma$$

Cimientos Cuadradas:

$$q_d = 1.2C'N'_C + \gamma D_f N'_q + 0.4\gamma B N'_\gamma$$

$$tg\,\phi' = \frac{2}{3} tg\,\phi$$

$$C' = \frac{2}{3} C$$

$$\phi' = arc\,tg\left(\frac{2}{3} Tg\,\phi\right)$$

Los factores de Capacidad de Carga, estarán en función de Ø'

DENSIDAD RELATIVA DE ARENAS DE ACUERDO CON LOS RESULTADOS DE LOS ENSAYOS NORMALES DE PENETRACIÓN (Terzaghi - Peck)

Dr (%)	DENOMINACIÓN	(Nº de golpes/30 cm.) N
0 – 15	Muy Suelta	0 – 4
15 – 35	Suelta	4 – 10
35 – 65	Medianamente Densa	10 – 30
65 – 85	Densa o Compacta	30 – 35
85 - 100	Muy Densa	Mayor de 50

3. CAPACIDAD PORTANTE DE POR ASENTAMIENTO

En el caso de suelos sueltos (arenas pocos densas, limos blandos, etc.) se calcula la capacidad de carga por asentamiento; y se verifica la capacidad de carga por corte; tomándose como admisible el mas desfavorable.

3.1. Cuando "B" ≤ 1.20 m.

$$q_d = (0.135N - 0.169) f_E \times f_{NF} \times f_\delta \times f_{Df}$$

3.2. Cuando "B" ≥ 1.20 m. (B en metros)

$$q_d = (0.0864\,N - 0.108)\left(\frac{B + 0.30}{B}\right)^2 \times f_E \times f_{NF} \times f_\delta \times f_{Df}$$

3.3. Ecuación Conservadora (B en metros)

$$q_d = 0.064\,N\left(\frac{B + 0.30}{B}\right)^2 \times f_E \times f_{NF} \times f_\delta \times f_{Df}$$

EVALUACIÓN DE LOS FACTORES DE CORRECCIÓN: f_E, f_{NF}, f_δ, f_{Df}

a) Factor de Corrección por espesor de estrato.

$$f_E = f\left(\frac{E}{B}\right)$$

WILBER CUTIMBO CHOQUE
wil-ber_2511@hotmail.com
Cel. 953686056

TABLA - II

E/B	Zapata Continua	Zapata Cuadrada
0.50	2.00	1.60
1.00	1.40	1.20
1.50	1.20	1.10
2.00	1.10	1.05
2.50	1.05	1.00
3.00	1.00	1.00
> 3.00	1.00	1.00

E = Espesor del estrato
B = Base de cimentación

b) Factor de Corrección por posición de la Napa Freática.

$f_{NF} = (Cuando\ N.F.\ no\ existe)$

$f_{NF} = 0.50 + 0.25\left(\frac{N.F. - D_f}{B}\right)$ / $0.50 \le f_{NF} \le 1$; f_{NF} = debe estar en el rango

c) Factor de Corrección por asentamiento admisible (δ)

$$f_{\delta} = \frac{\delta\, adm\,(RNC)}{2.5\, cm.}$$

d) Factor de Corrección por cota de fundación

$Cuando\ \ {D_f}/{B} < 0.50 \ \Rightarrow\ f_{DF} = 1$

$Cuando\ \ 0.5 \le {D_f}/{B} \le 1 \ \Rightarrow\ f_{DF} = 0.67 + 0.66\frac{D_f}{B}$

$Cuando\ \ 1 \le {D_f}/{B} \le 5 \ \Rightarrow\ f_{DF} = 1.1625 + 0.1675\frac{D_f}{B}$

$Cuando\ \ {D_f}/{B} \ge 5 \ \Rightarrow\ f_{DF} = 2.00$

ECUACIÓN DE GIBBS Y HOLTZ

$$Dr = -2.50 + 0.63N - 0.89\left(\frac{N}{P_0}\right) + 16.89\left(\frac{N}{P_0}\right)^{1/2}$$

Dr = Densidad Relativa
Po = γ (D_f + B); Presión vertical efectiva en Kg/cm^2

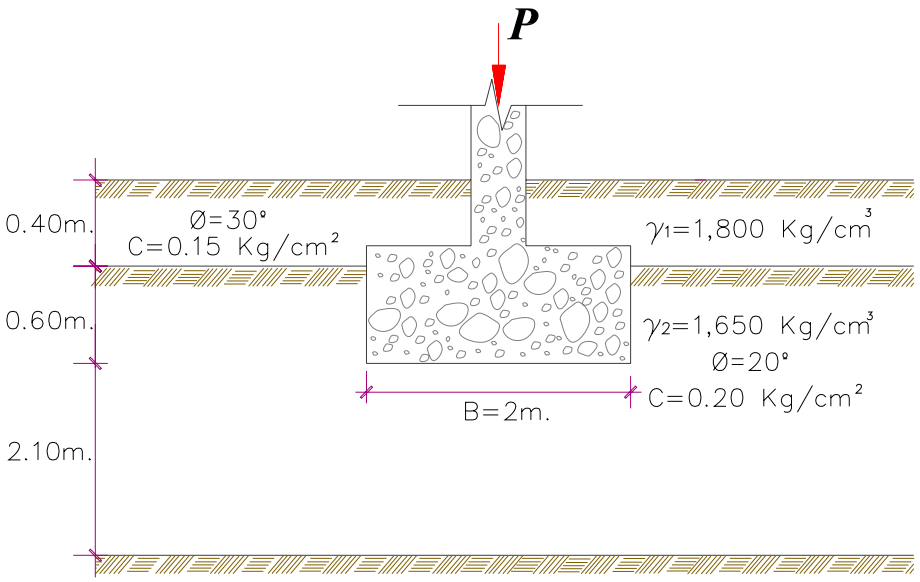
RESISTENCIA DE LOS SUELOS COHESIVOS

CORRELACIÓN PARA ARCILLAS SATURADAS (Según Terzaghi y Peck)

Consistencia	Nº de Golpes	Resistencia a la compresión simple, q_u (Kg./cm^2)
Muy Blanda	< 2	< 0.25
Blanda	2 – 4	0.25 – 0.50
Media	4 – 8	0.50 – 1.00
Firme	8 – 15	1.00 – 2.00
Muy Firme	15 – 30	2.00 – 4.00
Dura	> 30	> 4.00

PROBLEMAS RESUELTOS

PROBLEMA Nº 1.- En la zapata cuadrada, calcular la carga P, Calcular la máxima carga P que pueda soportar el suelo bajo la zapata cuadrada = 4 m^2.



Solución:

i.) La capacidad de carga, para zapatas cuadradas, esta dado por:

$$q_d = 1.2\,C'N'_C + \gamma D_f N'_q + 0.4\,\gamma B N'_\gamma \ldots\ldots\ldots\ldots (I)$$

Como, en la base de la zapata Ø = 20º; entonces los factores de capacidad de carga son:

$$N_q = e^{\pi\, tg\,20^\circ} tg^2(45^\circ + 20^\circ/2) = 6.40$$

$N_C = (N_q - 1)\,Ctg\ 20^o = 14.83$

$N_\gamma = (N_q - 1)\,tg\ 1.4(20^o) = 2.87$

Por otro lado:

$\gamma_{Df} = 1.8(0.40) + 1.65(0.60) = 1.71\ Tn/m^2$

La cohesión existente en la base de la zapata es, C = 2 Tn./m^2

Reemplazando datos en la ecuación (I):

$q_d = 1.2\ (2)(14.83) + 1.71(6.40) + 0.4\ (1.65)(2)(2.87)$

$q_d = 50.3\ Tn./m^2$; Luego entonces:

$q_{adm} = {}^{q_d}\!/_{F.S.} = {}^{50.3}\!/_{3} = 16.77\ Tn./m^2$

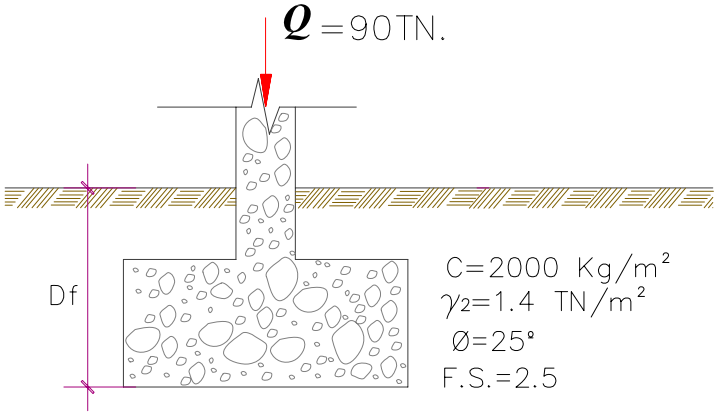
ii.) Determinación de la carga "P"

Como:

$q_{adm} = {}^{P}\!/_{A} \quad \Rightarrow \quad P = q_{adm} \times A = q_{adm} \times B^2$

$P = 16.77(2)^2 = 67.10\ Tn.$

PROBLEMA Nº 2.- Se tiene un suelo cuyas propiedades son las siguientes:
C = 2,000 Kg. /m^2, Ø = 25º, γ = 1.4 Tn. /m^3, D$_f$ = 3.5 m.
Considerando estas propiedades, determinar las dimensiones necesarias para el cimiento de una columna que transmite una carga de 90 Tn, si el factor de seguridad es 2.5.



Solución:

i.) Consideramos la misma ecuación (I), del problema anterior, para Zapatas cuadradas.
Donde los factores de capacidad de carga, cuando Ø = 25º, son:

Nc = 21
Nq = 11
Nγ = 4

Reemplazando valores de la ecuación (I):

$$q_d = 1.2\ (2{,}000)(21) + 1{,}400(3.5)(11) + 0.4\ (1{,}400)B(4)$$
$$q_d = 104{,}300 + 2{,}240B\ ;\ \text{carga de rotura}$$

Luego:

$$q_{adm} = \frac{q_d}{F.S} = \frac{q_d}{2.5} = \frac{140{,}300 + 2{,}240B}{2.5} \text{.....(2)}$$

ii.) Determinando las dimensiones de la zapata.

Como:

$$q_{adm} = \frac{P}{A} = \frac{90{,}000}{B \times B} \text{.....(3)}$$

Igualando (2) y (3):

$$\frac{90{,}000}{B^2} = \frac{104{,}300 + 2{,}240B}{2.5} \quad \Rightarrow 224B^3 + 10{,}430B^2 - 22{,}500 = 0$$

Resolviendo la ecuación se tiene: B = 1.445; Por tanto:
Las dimensiones son de, 1.45 x 1.45 m^2

PROBLEMA Nº 3.- Una estructura fue construida sobre una solera de fundación de 0.30m.x 0.30m.La solera descansaba en la superficie del terreno, sobre una capa uniforme de arcilla blanda, que se extendía hasta una profundidad de 45 m. y cuando el suelo soportaba una carga uniformemente distribuida de 2.25 Kg. /cm^2, se produjo la rotura del mismo. Se desea saber cual es el valor medio de la cohesión de la arcilla. Dada la gran profundidad de la zona de equilibrio plástico, se puede despreciar la consolidación de la arcilla producida antes de la rotura y suponer además que Ø = 0.

Solución:

i.) La capacidad de carga, para Zapatas cuadradas, en suelos netamente arcillosos (Ø = 0), está dado por:

$$q_d = 6.20C \text{.....}(\alpha)$$

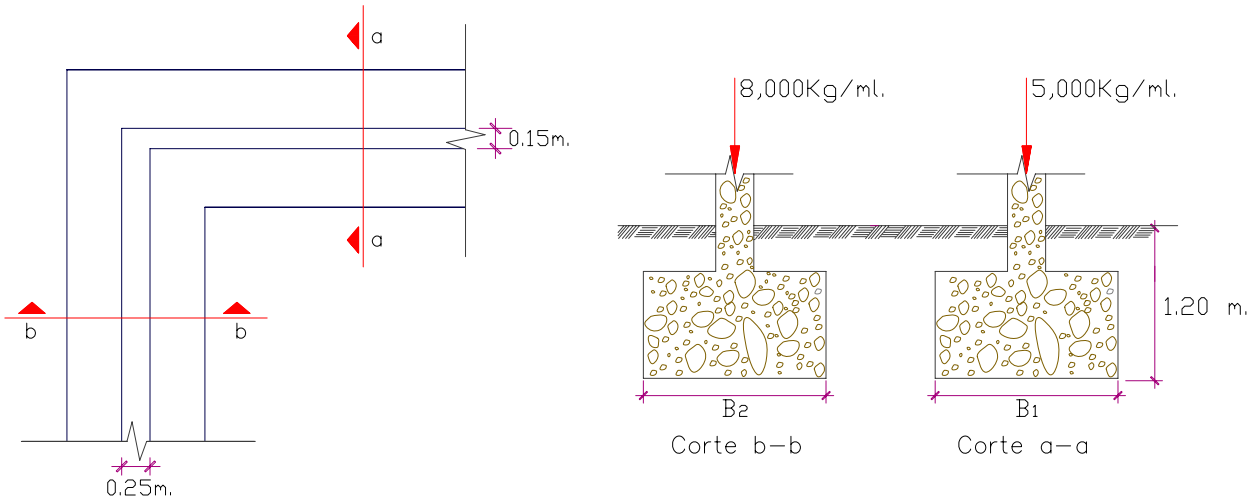
Donde:
q_d = 2.25 Kg. /cm^2 (Capacidad de carga última)

ii.) El valor medio de cohesión de la arcilla es:
De la ecuación (α)

$$C = \frac{q_d}{6.20} = \frac{2.25}{6.20} = 0.36\ Kg./cm^2$$

$$\boxed{COHESION = 0.36\ \ Kg./cm^2}$$

PROBLEMA Nº 4.- Evaluar las dimensiones B_1 y B_2, de las zapatas de la figura.



Solución:

i.) La capacidad de carga última, para cimientos corridos, cuando C = 0, está dado por:

$$q_d = \gamma\, Df\, N_q + 0.5\,\gamma\, BN_\gamma \text{.....(1)}$$

Donde: (Cuando Ø = 33º)
Nq = 26.09º
Nγ = 26.16º
γDf = 1.20 m.

Reemplazando valores en la ecuación (1)

$$q_d = 1.90(1.20)(26.09) + 0.5(1.9)B(26.16) = 59.5 + 24.9B$$

Tanteando valores para B, obtenemos el siguiente cuadro:

B (m.)	q_d (Tn./m^2)
0.40	69.46
0.60	74.74
0.80	79.42

1.00	84.40
1.20	89.38

$$q_{promedio} = \frac{\sum q_d}{5} = 79.42\ Tn./m^2$$

$$q_{adm} = \frac{59.5 + 24.9B}{3}$$

Por otro lado:

$$q_{adm} = \frac{Q}{A} \quad \Rightarrow \quad A = \frac{Q}{q_{adm}} .....(2)$$

$$\frac{8\ Tn.}{B \times 1m.} = \frac{59.5 + 24.9\,B}{3}$$

$$B = 0.30\ m.$$

ii.) Dimensión para B_2, cuando Q = 8 Tn.

En la ecuación (2):

$$(B_2 \times 1m.) = \frac{8\ Tn.}{26.47\ Tn./m^2}$$

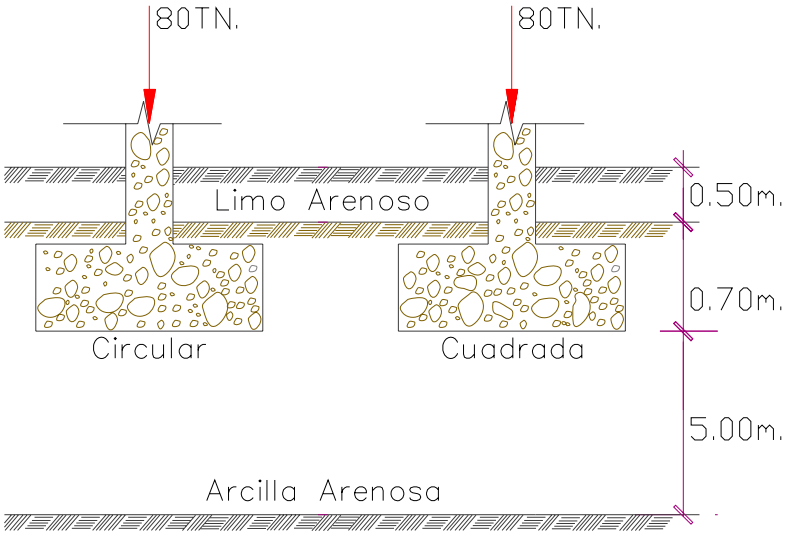
B_2 = 0.30 m. pero, por R.N.C.; B_2 = 0.40 m.

iii.) Dimensión para B_1, cuando Q = 5 Tn.

$$(B_1 \times 1m.) = \frac{5\ Tn.}{26.47\ Tn./m^2} = 0.19 \quad \Rightarrow \quad B_1 = 0.19\ m.$$

Pero según el R.N.C.; tenemos que: B_1 = 0.40 m.

PROBLEMA Nº 5.- En la figura mostrada, ¿Cuáles son las dimensiones de las zapatas a fin de que soporten las 80 Tn? Dichas zapatas son para decidir el modelo a usar en una estructura.



	LIMO ARENOSO	ARCILLA ARENOSA	GRAVA COMPACTA
C	0.25 Kg./cm^2	0.24 Kg./cm^2	0
Ø	21º	22º	40º
γ_{seco}	1,600 Kg./m^3	1,700 Kg./m^3	2,000 Kg./m^3
γ_{sat}	1,700 Kg./m^3	1,900 Kg./m^3	2,100 Kg./m^3
G %	50 %	50 %	50 %

Solución:

i.) Para zapatas cuadradas:

$$q_d = 1.2CN_C + \gamma D_f N_q + 0.4\gamma B N_\gamma .....(I)$$

ii.) Para zapatas circulares:

$$q_d = 1.2CN_C + \gamma D_f N_q + 0.6\gamma R N_\gamma .....(II)$$

Cuando Ø = 22º, tenemos:

Nq = 7.82
Nc = 16.88
N = 4.07

iii.) Determinando γ de cada estrato:

Para el estrato limo – arenoso:

$$\gamma_{seco} = \frac{S_s}{1+e} \times \gamma_w \qquad 1.6 = \frac{S_s}{1+e}$$

$$\gamma_{sat} = \frac{S_s + e}{1+e} \times \gamma_w \qquad 1.7 = \frac{S_s + e}{1+e}$$; de aquí,

Obtenemos:
Ss = 1.78
e = 0.11

Para el estrato arcilloso – arenoso:
Siguiendo los mismos pasos anteriores, hallamos que:
Ss = 2.13
e = 0.25
Por tanto:

$$\gamma_{limo-arenoso} = \frac{S_s + G \times e}{1+e} \times \gamma_w = \frac{1.78 + 0.5(0.11)}{1+0.11} = 1.653 \ Tn./m^3$$

$$\gamma_{arcilla-arenosa} = \frac{2.13 + 0.5(0.25)}{1+0.25} \times 1 Tn./m^3 = 1.804 \ Tn./m^3$$

Luego entonces determinamos que:

$$\gamma_{Df} = 1.653(0.5) + 1.804(0.70) = 2.09 \ Tn./m^3$$

Cohesión en contacto con la base de la zapata, C = 2.4 Tn. /m^2

iv.) Dimensiones de la Zapata cuadrada, reemplazando en la ecuación (I):

$$q_d = 64.96 + 2.93B$$

$$q_{adm} = 21.65 + 0.977B$$

Por otro lado:

$$q_{adm} = {}^{80Tn}\!/_{B^2}\,; \quad 21.65 + 0.977B = \frac{80}{B^2}$$

$\Rightarrow \quad 0.977B^3 + 21.65B^2 - 80 = 0$; Resolviendo:

$B = 1.85 \ m. \ \Rightarrow \quad \boxed{B = 1.85 \times 1.85 \ m.}$

v.) Dimensiones de la Zapata circular:

Reemplazando en (II):

$$q_d = 64.96 + 4.4\,R$$
$$q_{adm} = 21.65 + 1.467\,R$$

Por otro lado:

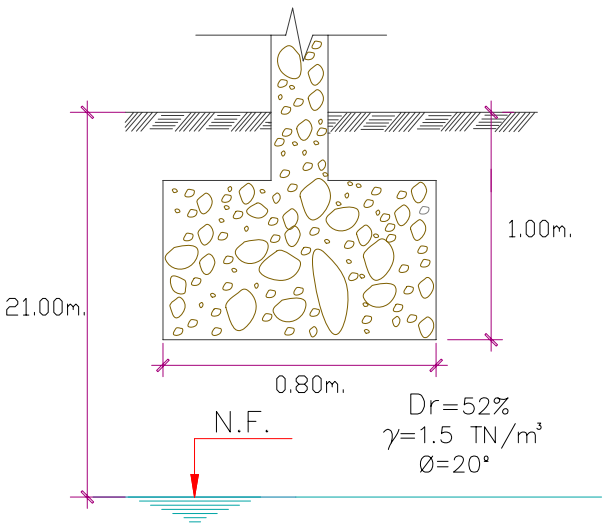
$$q_{adm} = {80\ Tn.}/{\pi R^2} \quad \Rightarrow \quad 21.65 + 1.467R = \frac{80}{\pi R^2}$$

$$4.6R^3 + 67.98R^2 - 80 = 0$$

Resolviendo la ecuación R = 1.05 m.; por tanto, las zapata circular tendrá un diámetro:

$$\boxed{D = 2.10\ m.}$$

PROBLEMA Nº 6.- Calcular la capacidad de carga, por asentamiento de un cimiento cuadrado de 0.80 m. de ancho, que tiene las siguientes características:
γ = 1.50 Tn. /m^3
γ_{max} = 1.75 Tn. /m^3
γ_{min} = 1.30 Tn. /m^3
D_f = 1.00 m.
N.F. = 21 m.
Ø = 28º
Verifique por corte la capacidad de carga.



Solución:

a) <u>Diseño por asentamiento</u>

i.) Para suelos friccionantes, cuando "B" < 1.20 m. tenemos:

$$q_d = (0.135N - 0.169) \times f_E \times f_{NF} \times f_\delta \times f_{Df} \text{.....}(\alpha)$$

ii.) Evaluando los factores de corrección:

f_E = 1 (debido a que el espesor del Estrato es bastante grande)
f_{NF} = 6.75 ya que, 0.50 < f_{NF} < 1.00 (El N.F. está a gran profundidad)

$$f_\delta = \frac{\delta_{adm}}{2.5\,cm.} = \frac{2.00\,cm.}{2.5\,cm.} = 0.80$$

Factor de corrección por cota de Fundación:

$$\frac{D_f}{B} = \frac{1.00}{0.80} = 1.25 \text{; cuando } 1 \le \frac{D_f}{B} \le 5$$

Entonces:

$$f_{Df} = 1.1625 + 0.1675\left(\frac{D_f}{B}\right) = 1.37$$

<u>NOTA</u>: Para evaluar los factores de corrección, recurrir a la Pag.

iii.) Determinación de N:

De la ecuación de GIBBS y POLTZ:

$$Dr(\%) = -2.50 + 0.63N - 0.89\left(\frac{N}{P_0}\right) + 16.98\left(\frac{N}{P_0}\right)^{1/2} \text{.....}(II)$$

WILBER CUTIMBO CHOQUE
wil-ber_2511@hotmail.com
Cel. 953686056

$$Dr\,(\%) = \frac{\gamma_{\max}}{\gamma} \times \frac{\gamma - \gamma_{\min}}{\gamma_{\max} - \gamma_{\min}}(100) = \frac{1.75}{1.50} \times \frac{1.50 - 1.30}{1.75 - 1.30}$$

$$Dr\,(\%) = 0.518\,(100) = 52\,\%$$

Cálculo de Po (Presión vertical efectiva a una profundidad Df + B)

$$P_0 = \gamma\,(Df + B) = 1.50\,(1 + 0.80) = 2.7\ Tn./m^2 = 0.27\ Kg./cm^2$$

Reemplazando estos valores en la ecuación (II), obtenemos N:
N = 4 (número de golpes)

iv.) Finalmente, determinamos la capacidad de carga, por asentamiento, reemplazando los valores en la ecuación (α)

$$q_d = (0.135 \times 4 - 0.169)(1)(1)(0.8)(1.37)$$
$$q_d = 0.4\ Kg./cm^2$$

b) <u>Verificando por corte, la capacidad de carga.</u>

Para zapatas cuadradas, cuando N ≤ 5, tenemos la siguiente ecuación:

$$q_d = \gamma\, D_f\, N'_q + 0.4\,\gamma\, B\, N'_\gamma \text{.....} (III)$$

$\phi' = arc\,Tg\left(\frac{2}{3} Tg\ 28^\circ\right) = 19.52^\circ$; por tanto:

$$N'_q = e^{\pi\, tg\, 19.52^\circ}\, tg^2\left(45^\circ + {}^{19.52^\circ}\!/_{2}\right) = 6.10$$

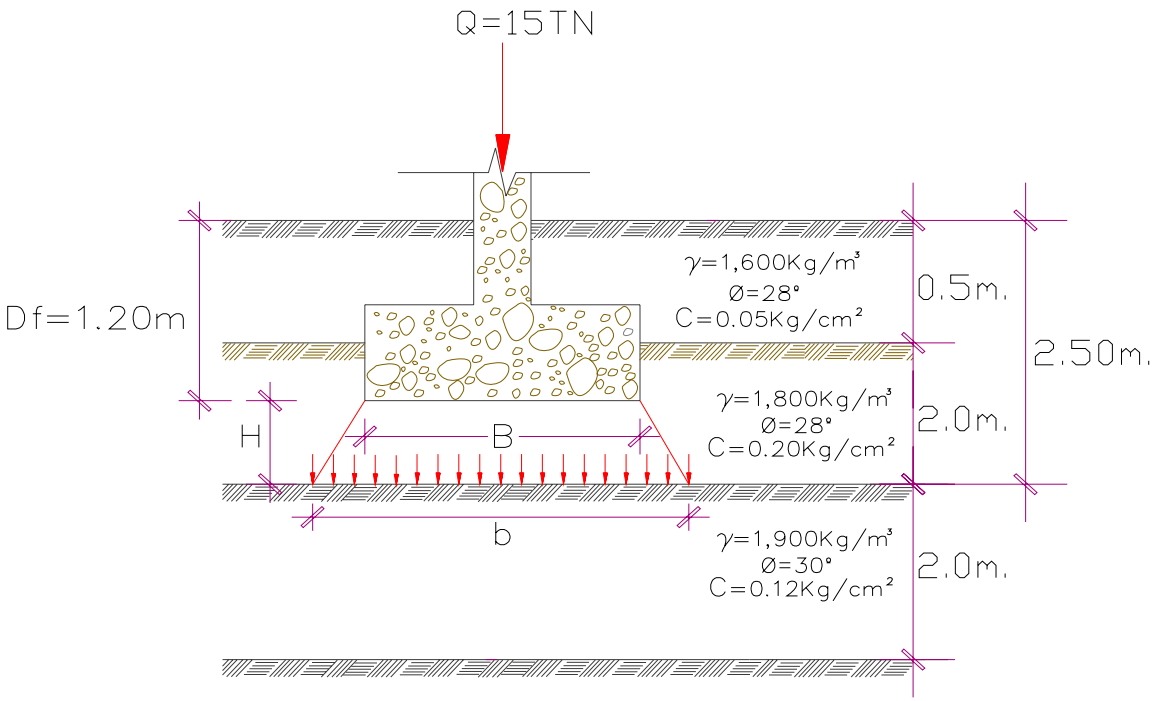
$N'_\gamma = 20.95$; por otro lado: $\gamma_{Df} = 1.50\ Tn./m^2$

Reemplazando en la ecuación (III), obtenemos la capacidad portante, por corte, en suelos pocos densos

$$q_d = \gamma_{\ Df}\, N'_q + 0.4\,\gamma\, B\, N'_\gamma \text{.....} (III)$$
$$q_d = 1.50(6.10) + 0.40(1.50)(0.80)(20.95) = 19.21\ Tn./m^2 = 1.92\ Kg./cm^2$$
$$q_{adm} = \frac{1.92}{3} = 0.64\ Kg./cm^2 >> 0.40\ Kg./cm^2$$

Quiere decir que el diseño por asentamiento, es correcto. Se toma como admisible el menor valor.

PROBLEMA Nº 7.- En el perfil estratigráfico, que indica en la figura se ha fundado un cimiento corrido de concreto ciclópeo. Calcular el ancho B del cimiento para evitar la falla.



Solución:

i.) Diseño por corte; en el 2do estrato

En cimientos corridos:

$$q_d = C\,N_C + \gamma\,Df\,N_q + 0.5\,B\,\gamma\,N_\gamma \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots(I)$$

Factores de corrección, para Ø = 30º

Nq = 18.38
Nc = 30.10
Nγ = 15.65

De otro lado,

$$\gamma\,Df = (1{,}600)(0.60) + (1{,}800)(0.40) = 1{,}680\ Kg./m^2$$

Reemplazando datos en (I), obtenemos:

$$q_d = 1{,}000(30.10) + 1{,}680(18.38) + 0.5B(1{,}800)(15.65)$$

$$q_d = \frac{60{,}978.4 + 14{,}085B}{F.S.=3} = 20{,}326.13 + 4{,}695\,B$$

$$q_{adm} = 20{,}326.13 + 4{,}695\,B$$

Por otro lado,

$$q_{adm} = \frac{9{,}000}{(Bx1\,m.)} \quad \Rightarrow \quad 20{,}326.13 + 4{,}695\,B = \frac{9{,}000}{B}$$

$$4{,}695\,B^2 + 20{,}326.13\,B - 9{,}000 = 0$$

Resolviendo la ecuación:

B = 0.4 m.

ii.) <u>Verificando por corte en el 3er estrato.</u>

$$b = B + 1.16\,H = 1.80 + 1.16\,(1.60) = 3.656\,m.$$

Factores de corrección, para Ø = 32º

Nq = 23
Nc = 35
Nγ = 21.85

$$\gamma\,Df\,(hasta\ el\ 3^{er}\ estrato); \gamma_{Df} = 0.6(1.6) + 2.00(1.8) = 4.56\ Tn./m^2$$

Donde:
C = 1.2 Tn. /m^2
Reemplazando valores en la ecuación (I) obtenemos:

$$q_d = 1.2(35) + 4.56(23) + 0.5(3.656)(1.9)(21.85)$$

$$q_d = 222.769\ Tn/m^2$$

De otro lado,

$$q_{adm} = {}^{9\ Tn}\!\!\diagup\!\!_{3.66 \times 1m.} = 2.46\ Tn/m^2$$

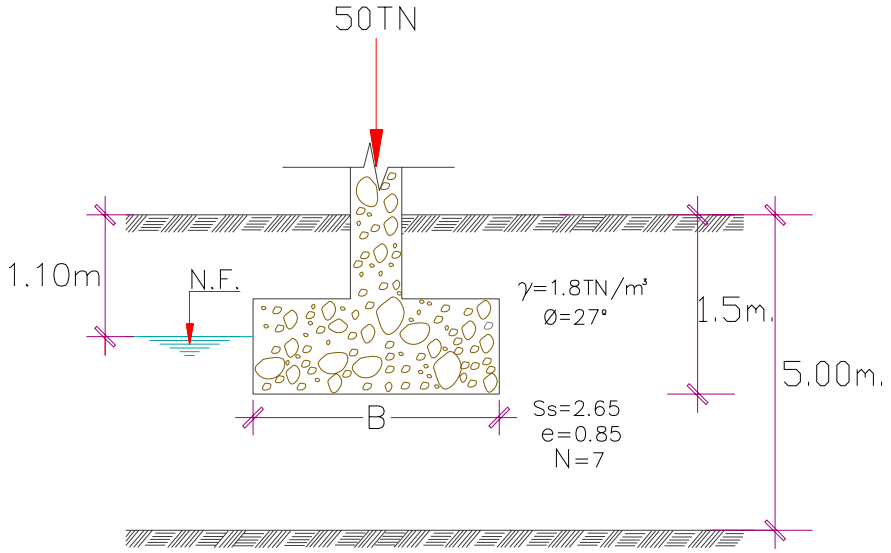
Hallando el factor de seguridad:

$$F.S. = \frac{q_d}{q_{adm}} = \frac{222.769}{2.46} = 90.55$$

Como F.S. es > 3, entonces la dimensión del cimiento es correcto.

Cimiento de ancho B= 0.40m.

PROBLEMA Nº 8.- Hallar la dimensión de la zapata cuadrada para que se asiente 1.80 cm. (δ), en el estrato arenoso.



Solución:

i.) En el caso de suelos arenosos, se calcula la capacidad de carga por asentamiento:

$$q_d = 0.064\,N\left(\frac{B+0.30}{B}\right)^2 f_E \times f_\delta \times f_{Df} \times f_{NF} \ldots\ldots\ldots\ldots(\alpha)$$

Por otro lado, tenemos como condición que la zapata se asiente, 1.8 cm. entonces el factor de corrección por asentamiento será:

$$f_\delta = \frac{\delta}{2.5\,cm.} = \frac{1.8}{2.5} = 0.72$$

Hallaremos valores para los factores de corrección, cuando B = 2.00 m.

$$f_E = \frac{E}{B} = \frac{3.5}{2.0} = 1.75\,;\ \text{como,}\ \frac{D_f}{B} = 0.75 \ \Rightarrow\ fD_f = 1.165$$

$$f_{NF} = 0.50 + 0.25\left(\frac{NF - Df}{B}\right) = 0.45 \approx 0.50$$

De otro lado:

$$q_{adm} = \frac{Q}{A} = \frac{50{,}000}{(2)^2} = 12{,}500\ Kg./m^2 = 1.25\ Kg./cm^2$$

Dando valores a B, y reemplazando los valores hallados en (α), tenemos:

B (m.)	**N**	$\mathbf{f_E}$	$\mathbf{f_\delta}$	$\mathbf{f_{Df}}$	$\mathbf{f_{NF}}$	$\mathbf{q_{adm}}$ **(Kg./cm^2)**	$\mathbf{q_d}$ **(Kg./cm^2)**
2.00	7	1.075	0.72	1.165	0.50	1.25	0.27
3.00	7	1.13	0.72	1	0.50	0.55	0.22
4.00	7	1.30	0.72	1	0.50	0.31	0.24
4.50	7	1.38	0.72	1	0.50	0.24	0.25

ii.) La dimensión de la zapata será de 4.50m. x 4.50m., ya que para B = 4.50 m., $q_{ad} \approx q_d$

Se verifica esta dimensión, por corte; eligiéndose el más crítico.

CAPITULO XII

CAPACIDAD DE CARGA DE CIMENTACIONES PROFUNDAS

PILOTES.- Son elementos que se utilizan para transmitir las cargas de una estructura, a estratos profundos mas resistentes que los mantos superficiales. Se caracterizan por:

$$Z / B \geq 10$$

Z = Profundidad enterrada del pilote.
B = Ancho o diámetro del pilote.

CAPACIDAD DE CARGA DE PILOTES

1.- PILOTES AISLADOS.-

1.1.- FORMULA ESTATICA.- Se utiliza para hallar la capacidad de carga, cuando el pilote es de fricción y de punta perforado.

q_d = Capacidad de carga del suelo, bajo la punta del pilote.

A_p = Área de la punta del pilote.

F_S = Fricción lateral en la superficie de contacto, pilote-suelo.

A_L = Área lateral del pilote.

a) FORMULA ESTÁTICA EN SUELOS COHESIVOS

$$\boxed{Q_d = C.N_C.A_P + \sum F_S.A_L}$$

C = cohesión al nivel de la punta del pilote.

N_C = Factor de Carga.

$F_S = C_a$ (Capacidad de adherencia)

TABLA – III

Consistencia del Suelo	C Cohesión (Kg/cm^2)	C_a (Kg/cm^2)	
		Madera; Concreto	Acero
Muy blando	0.000 – 0.125	0.000 – 0.125	0.000 – 0.125
Blando	0.125 – 0.250	0.125 – 0.240	0.125 – 0.230
Medio Compacto	0.250 – 0.500	0.240 – 0.375	0.230 – 0.350
Compacto	0.500 – 1.000	0.375 – 0.475	0.350 – 0.360
Muy Compacto	1.000 – 2.000	0.475 – 0.650	0.360 – 0.375
	> 2.000	0.650	0.375

TABLA – IV

Z / B	N_C
1	7.7
2	8.4
3	8.7
> 4	9.0

b) FORMULA ESTÁTICA EN SUELOS FRICCIONANTES

$$Q_d = \gamma.Df.N_q.A_P + \sum F_S.A_L$$

$$\boxed{Q_d = P_{oT}.N_q.A_P + \sum K_{HC}.P_o.Tg\delta.A_L}$$

$P_{oT} = \gamma.Df$ = Presión vertical efectiva, hasta la punta.

P_o = Presión efectiva promedio de cada estrato.

δ = Angulo de fricción entre suelo y pilote.

TABLA – V

Grados (ϕ)		28º	30º	31º	32º	33º	34º	35º	36º	37º	38º	39º	40º
N_q	Pilotes Hincados	15	21	24	29	35	42	51	62	77	96	120	145
	Pilotes Excavados o Perforados	8	10	12	14	17	21	25	30	32	48	62	72

(1) Limitar a 28º, si se usa inyección de agua.
(2) En caso de usar cuchara de válvula, bajo el N. F., calcular la capacidad de punta con ϕ no mayor de 28º.

TABLA – V

TIPO DE PILOTE	K_{HC}
Hincado	0.50 – 1.00
Hincado con desplazamiento vertical.	1.00 – 1.50
Hincado con desplazamiento tronco-cónico	1.50 – 2.00
Perforado o excavado	0.70
Hincado con inyección de agua	0.40 – 0.90

TABLA – V

TIPO DE PILOTE	δ
Acero	20º
Concreto	3/4 ϕ
Madera	3/4 ϕ

1.2.- FÓRMULA DINÁMICA.-Se utiliza para hallar la capacidad de carga en pilotes de punta hincado. Relaciona la energía transmitida por el martillo en la cabeza del pilote.

$$Q_d = \frac{E_1 - E_L}{S}$$

$E_1 =$ Energía transmitida por el martillo.

$Q_d =$ Capacidad de carga del suelo.

$S =$ Penetración por golpe del martillo.

$E_L =$ Perdida de energía.

$$Q_d = \frac{(2)W_H.H}{S + C}$$

W_H = Peso del martillo (Lb.)
H = Altura de caída del martillo.
S = Penetración por golpe.
C = Factor de elasticidad

TABLA - VIII

MARTILLO	C
De vapor de acción simple	0.1''
Acción simple	1''

2.- <u>GRUPO DE PILOTES</u>.

Cuando se trata de grupo e pilotes, la falla puede ocurrir de dos maneras:

<u>Caso 1</u>.- FALLA COMO PILOTES INDICIDUALES

$$\boxed{Q'_{dy} = n.Q_d}$$

Q'_{dy} = Capacidad de cargas de un grupo de pilotes.
n = Número de pilotes.
Q_d = Capacidad de carga de cada pilote aislado.

<u>Caso 2</u>.- FALLA COMO BLOQUE.

$$\boxed{Q''_{dy} = C.N_C.A_g + \sum F_S.A_{Lg}}$$

A_g = Área de la sección del bloque (área total perimétrica)
A_{Lg} = Área lateral del grupo de pilotes.
F_S = Fricción lateral del bloque.

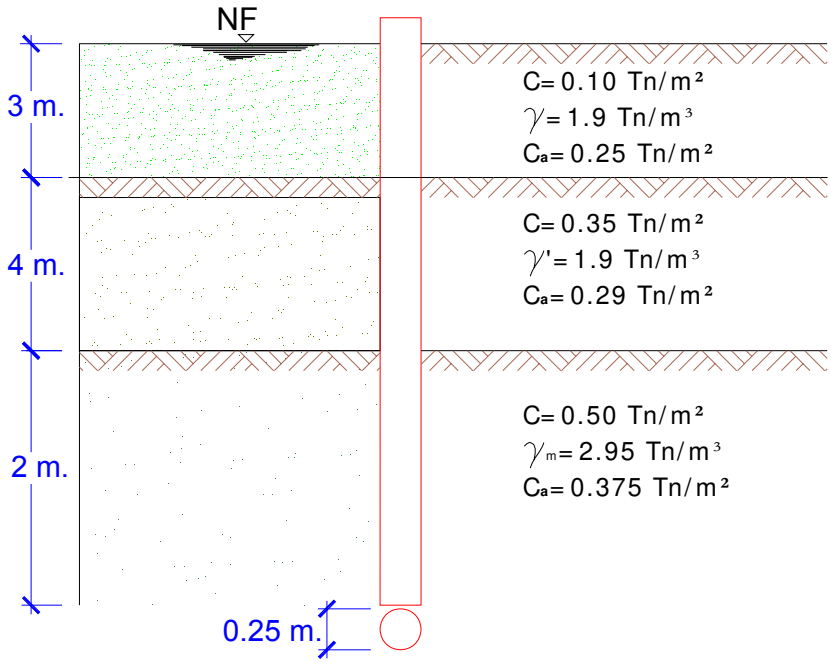
Comparando Q'_{dy} y Q''_{dy}, el menor valor de ello representará la capacidad de carga del grupo de pilotes.

VALORES DE LA FRICCIÓN LATERAL EN CILINDROS Y CAJONES DE FUNDACIÓN DURANTE SU DESCENSO (Terzaghi-Peck)

Tipo de suelo	F_S (Kg/cm^2)
Limo y Arcilla blanda.	0.075 – 0.30
Arcilla muy compacta.	0.50 – 2.00
Arena suelta.	0.125 – 0.35
Arena densa.	0.35 – 0.70
Grava densa	0.50 – 1.00

PROBLEMAS RESUELTOS

PROBLEMA Nº 1.- Calcular la capacidad de carga del pilote de madera excavado o perforado, en un suelo cuyo perfil estratigráfico se indica en la figura.



Solución:

i) La fórmula estática, para pilotes perforados en suelos cohesivos, es:

$$Q_d = C.N_C.A_P + \sum F_S.A_L \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{(I)}$$

ii) De la fórmula anterior calculamos: $C.N_C.A_P$

$Z/B = 12.10/0.25 = 48$; Utilizando la TABLA – IV, notamos que: $N_c = 9$

De otro lado, $A_P = (25)^2 \pi/4 = 500\ cm^2$ (Área de la punta del pilote)

$$\Rightarrow \quad C.N_C.A_P = (0.50)(9)(500) = 2{,}250\ Kg$$

iii) Calculando $\sum F_S.A_L$; donde $F_S = C_a$

$$\sum C_a.A_L = (C_a.A_L)_1 + (C_a.A_L)_2 + (C_a.A_L)_1$$

$$(C_a.A_L)_1 = (0.25)\times\pi(25)(300) = 3{,}925\ Kg$$

$$(C_a.A_L)_2 = (0.29)\times\pi(25)(200) = 6{,}829.5\ Kg$$

$$(C_a.A_L)_3 = (0.375)\times\pi(25)(710) = 20{,}900.63\ Kg$$

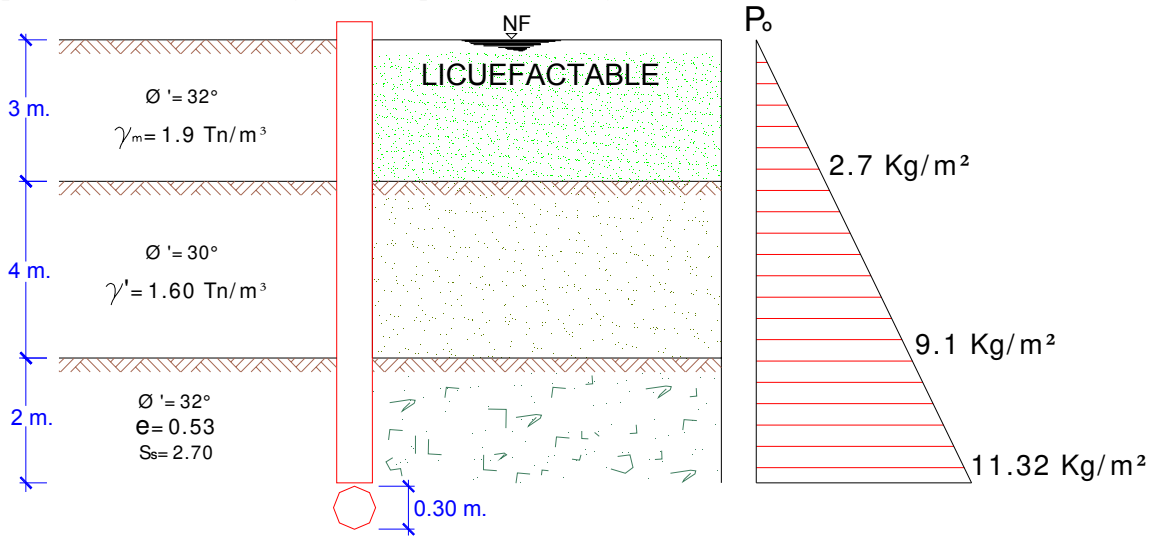
Ya que: A_L = Área lateral = Diámetro x Altura (del pilote)

Por tanto: $\sum C_a.A_L = 31{,}655.125\ Kg$

iv) Finalmente, sumando estas dos magnitudes, según la fórmula (I), obtenemos la capacidad de carga del pilote.

$$Q_d = 33{,}905.125\ Kg$$

PROBLEMA Nº 2.- Calcular la capacidad de carga del pilote de concreto prefabricado, perforado en un suelo granular, que tiene las siguientes características.



Solución:

i) La fórmula estática, para pilotes excavados en suelos cohesivos

$$Q_d = P_{oT}.N_q.A_P + \sum K_{HC}.P_o.Tg\delta.A_L \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{(I)}$$

ii) De la formula anterior, calculamos $P_{oT}.N_q.A_P$

γ' del tercer estrato: $\gamma' = \dfrac{S_S - 1}{1+e}.\gamma_\omega = \dfrac{2.70-1}{1+0.53} = 1.11 \ Tn/m^3$

$P_{o\ Total} = 0.9(3) + 1.60(4) + 1.11(2) = 11.32 Tn/m^2$

De otro lado recurriendo a la TABLA – V , para pilotes excavados
Cuando $\phi = 32°$, hallamos: $N_q = 14$

$A_P = \pi(0.30)^2/4 = 0.0706 \ m^2$

Por tanto, $P_{oT}.N_q.A_P = (11.32)(14)(0.0706) = 11.19 \ Tn$

iii) Calculamos $\sum K_{HC}.P_o.Tg\delta.A_L$

De la TABLA – VI, hallamos que: $K_{HC} = 0.70$

De la TABLA – VII, hallamos los respectivos ángulos de fricción pilote – suelo.

$$\delta_1 = 21° \quad ; \qquad \delta_1 = 22.5° \quad ; \qquad \delta_1 = 24°$$

$(A_L)_1 = \pi \times Diametro \times altura = (0.30)(3) = 2.826 \ m^2$

$(A_L)_2 = 3.768 \ m^2 \qquad (A_L)_3 = 1.88 \ m^2$

Reemplazando los valores tenemos que:

$$\sum K_{HC}.P_o.Tg\delta.A_L = 0.70\left[2.7.Tg\ 21° + \frac{2.7+9.10}{2}.Tg\ 22.5°.(3.768) + \frac{9.10+11.32}{2}..Tg\ 24°.(1.88)\right]$$

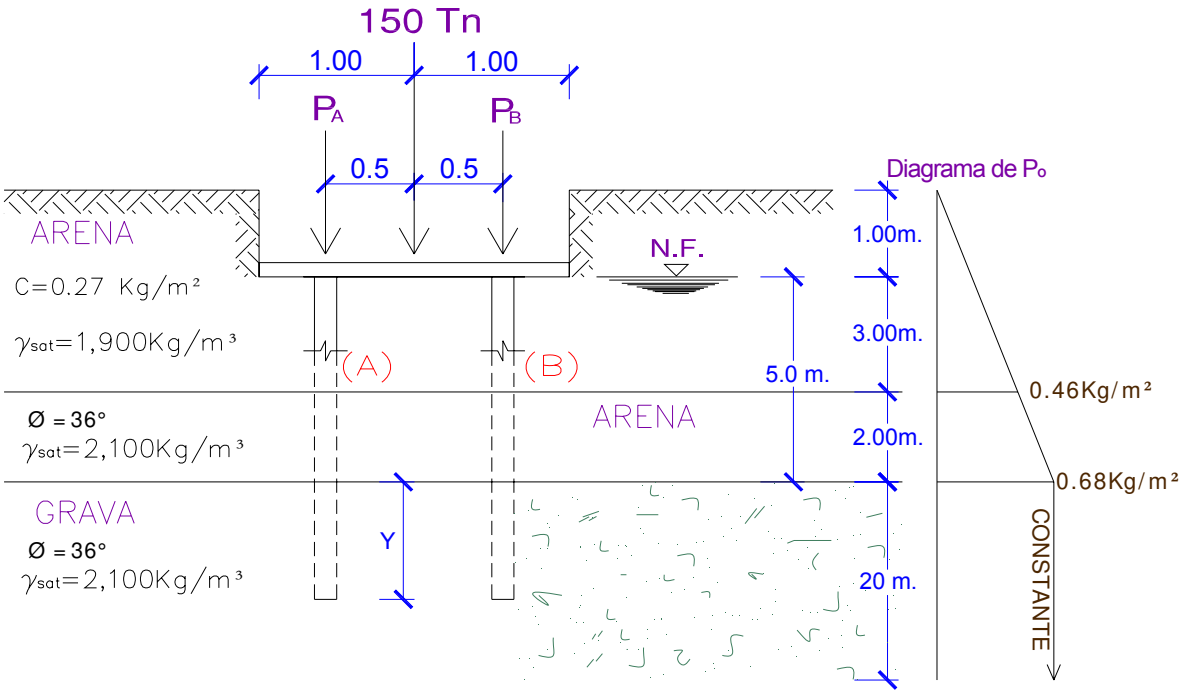
$$\sum K_{HC}.P_o.Tg\delta.A_L = 14.147 \ Tn.$$

WILBER CUTIMBO CHOQUE
wil-ber_2511@hotmail.com
Cel. 953686056

iv) Se determina la capacidad de carga del pilote, reemplazando los dos valores hallados en la expresión (I).

$Q_d = 11.19 + 14.476 = 25.67 \ \ Tn.$

PROBLEMA Nº 3.- Diseñar los pilotes (hallar su longitud)"A" y "B", de la figura.



Solución:

i) Cálculo de P_A y P_B

$$P_A = P_B = 75{,}000 \ \ Kg.$$

ii) Evaluando el pilote A = B

$$\boxed{R_U = 0.85 f'_C . A_C + f'_Y . A_S} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{(I)}$$

R_U = Resistencia última del pilote de concreto.

f'_C = Resistencia del concreto.

f'_Y = Esfuerzo de fluencia del acero.

A_C = Área efectiva del concreto.

A_S = Área efectiva del acero.

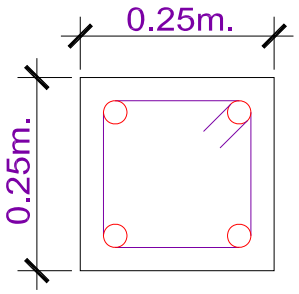
Para un pilote de 0.25 x 0.25 m. de sección, tenemos:

$A_{Total} = 25 \times 25 = 625 \ \ cm^2.$

$A_{S(\min)} = 1\%.(A_T) = 0.01 \times 625 = 6.25 \ \ cm^2.$

$1\phi \ 5/8'' = 2 \ \ cm^2$

$\Rightarrow \dfrac{6.25 \ \ cm^2}{2 \ \ cm^2} = 3.125 = 4$ varillas de 5/8'' como mínimo.



$A_S = 4\ \phi\ 5/8'' = 4 \times 2\ cm^2 = 8\ cm^2$

$A_C = 625\ cm^2 - 8\ cm^2 = 617\ cm^2$

$f`c = 245\ Kg/cm^2\ (por\ diseño)$

$f`y = 4{,}200\ Kg/cm^2\ (por\ especificación\ del\ acero)$

Reemplazando en la Ecuación (I): $R_U = 162{,}090.25\ Kg.$

Pero, $R_{adm.} = \dfrac{R_u}{F.S.} = \dfrac{162{,}090.25}{3} = 54{,}030\ Kg.$

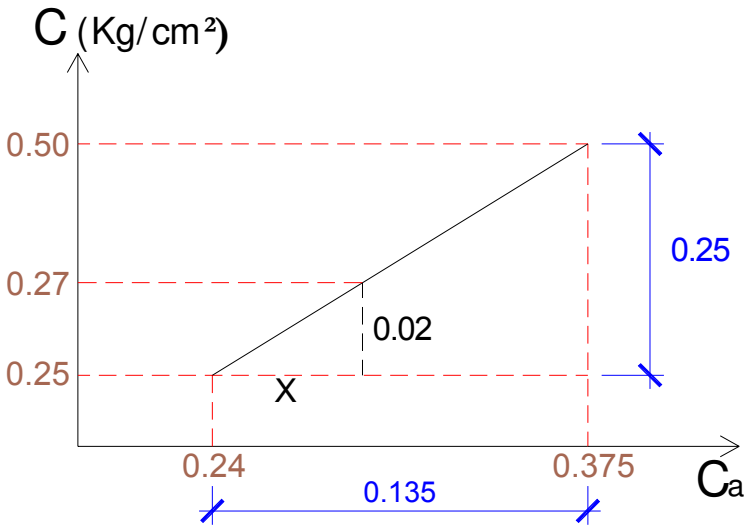
$\text{Re}\,sist._{adm} = 54{,}030\ Kg.$ (para cada pilote)

iii) Evaluando el suelo.

Para el 1er estrato de suelo tenemos:

$$Q_d = C.N_C.A_P + \sum F_S.A_L = \sum F_S.A_L = C_a.A_L \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{(II)}$$

Hallamos C_a (de la TABLA – III), tabulando, ya que el valor de C_a fluctua entre un valor de 0.24 a 0.375 kg/cm^2



$$\Rightarrow \frac{0.25}{0.135} = \frac{0.02}{X}$$

$X = 0.0108\ kg/cm^2$

$C_a = 0.24 + 0.0108$

$C_a = 0.2508\ kg/cm^2$

Reemplazando datos en (II), obtenemos:

$Q'_d = (0.2508)(100 \times 300) = 7{,}524\ kg.$

Para el 2do y 3er estrato de suelo:

$$Q_d = P_{oT}.N_q.A_P + \sum K_{HC}.P_o.Tg\delta.A_L \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{(III)}$$

P_o = Es constante a partir de una profundidad, 20 veces el ancho del pilote, medido a partir de donde se desarrolla la fricción, por tanto P_o, es constante a partir de 5 m. de profundidad del pilote.

$C\ y\ A_p = 0$ (En el 2do Estrato)

$A_p = 625\ cm^2$ (En el 3do Estrato)

Luego entonces:

$$P_{OT}.Nq.Ap = (0) + (0.68 \times 62 \times 625) = 26{,}350 \ \ kg.$$

$$\sum K_{HC}.P_o.Tg\delta.A_L = 1.25\left[\frac{0.46 + 0.68}{2}\right]Tg\,27^{\circ}.(100 \times 200) + 1.25.(0.68).Tg\,27^{\circ}.(100 \times Y)$$

$$\sum K_{HC}.P_o.Tg\delta.A_L = 7{,}261 \ \ kg + 43.3 \ \ Y$$

Reemplazando en (III) obtenemos:

$$Q''_d = 33{,}611 \ \ kg + 43.3 \ \ Y$$

Por lo tanto la capacidad de carga del suelo será:

$$Q_d = Q'_d + Q''_d = 41{,}135 + 43.3$$

Determinación de la longitud del pilote:

Como: $R_u = Q_{d(pilote)} = \dfrac{Q_{d(suelo)}}{F.S.} \Rightarrow Q_{d(pilote)} \times F.S. = Q_{d(suelo)}$

Reemplazando: 54,030 (3) = 41,135 + 43.3 = 41,135 + 43.3 Y $\qquad F.S. = 3$

Bajamos la carga de rotura de 54,030 kg a 37,000 kg, para de esta manera elevar el factor de seguridad, obtenemos:

37,000 (3) = 41,135 + 43.3 Y

Y = 16.13 m. (No existe en el mercado ya que el rango de longitudes de pilotes es de 10 a 15 m.)

$\Rightarrow$ 25,000 (3) = 41,135 + 43.3 Y

Y = 7.80 m.

Entonces:

Long. del pilote = 7.80 m. + 5 m. = 12.80 m.

Long. pilote "A" = Long. pilote "B" = 12.80 m.

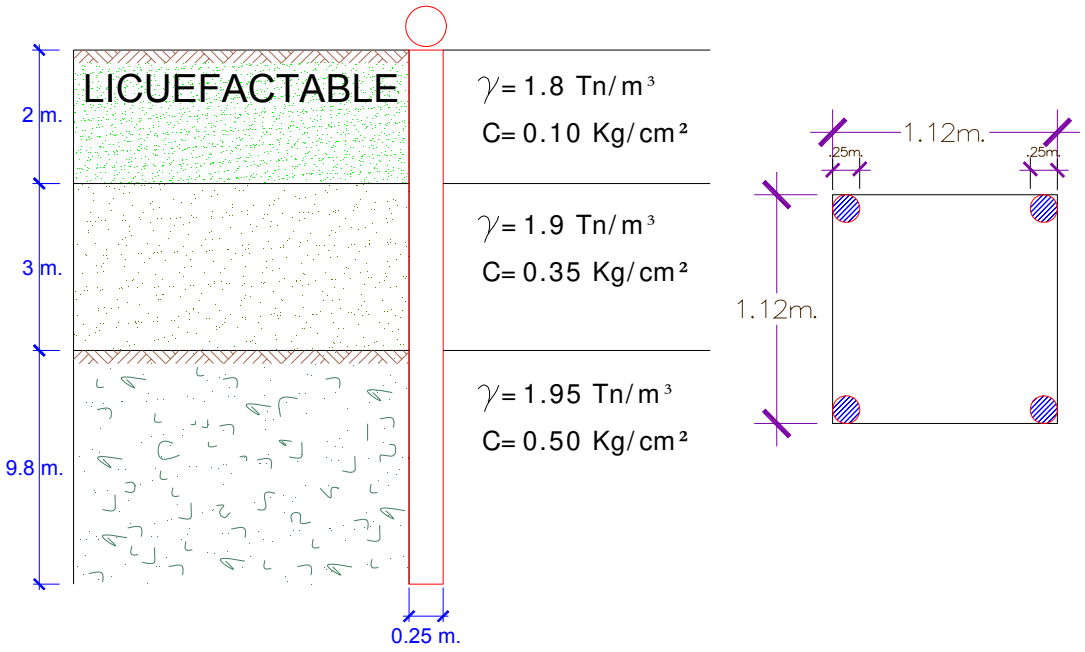
También:

$$\text{Nº de Pilotes} = \frac{C\,\text{arg}\,a \ \ del \ \ Pilote}{R_{adm(del \ \ pilote)}}$$

$$\text{Nº de Pilotes "A"} = \frac{P_A}{25{,}000} = \frac{75{,}000}{25{,}000} = 3 \ \ Pilotes$$

Nº Total de Pilotes = 6 Pilotes.

PROBLEMA Nº 4.- Calcular la capacidad de carga del grupo de pilotes de concreto que indica la figura.



Solución:

i) Para el grupo de pilotes, se calculara por dos casos:

$$Q'_d = n\left(C.N_C.A_P + \sum C_a.A_L\right) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (1)$$

$$Q''_d = C.N_C.A_g + \sum C_a.A_{Lg} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (2)$$

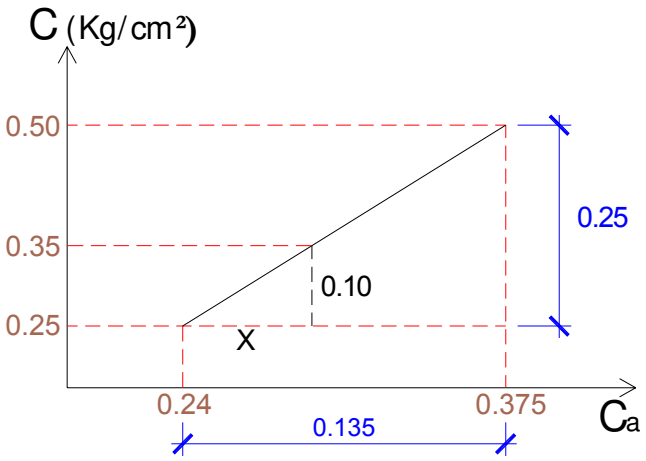
ii) Calculo de Q'_d (primer caso)

C = 0.50 Kg/cm^2 (cohesión al nivel de la punta del pilote)
N_C = 9 (se obtiene de la TABLA – IV en función de Z/B)
A_p = 490.8 cm^2 (Área de la punta el pilote)

En el primer estrato, no se considera la fricción debido al fenómeno de LICUEFACCIÓN, que se presenta para este estrato. Por tanto como $F_S = 0$, entonces $C_a = 0$ (en el primer estrato)

Para los dos estratos siguientes, C_a se halla en función de la cohesión, utilizando la TABLA – III.

Procederemos luego a hallar C_a, para cada estrato por tabulación de la siguiente manera:



Para el 2do estrato:

Por relación de triángulos:

$$\frac{0.25}{0.135} = \frac{0.10}{X}$$

$$\Rightarrow X = 0.054 \ \ Kg/cm^2$$

$$C_a = 0.24 + 0.054$$

$$C_a = 0.29 \ \ Kg/cm^2$$

Para el 3er estrato: $C_a = 0.375 \ \ Kg/cm^2$

Por otro lado, $(A_L)_2 = \pi \times D \times altura \ \ del \ \ 2^{do} \ \ estrato = 23{,}562 \ \ cm^2$

$(A_L)_3 = 69{,}865 \ \ cm^2$

Reemplazando valores en la fórmula (1), obtenemos:

$$Q'_d = n\left((0.50 \times 9 \times 490.8) + \left[(0.29 \times 23{,}562) + (0.375 \times 69{,}865)\right]\right)$$

$$Q'_d = 4(35{,}240 \ \ Kg) = 140{,}960 \ \ Kg$$

iii) Calculo de Q''_d (segundo caso)

$A_g = B \times B = 112 \times 112 = 12{,}544 \ \ cm^2$ (área de la sección del bloque)

A_{Lg} = Perímetro del grupo x altura (de cada estrato)

$(A_{Lg})_2 = 4 \times 112 \times 300 = 134{,}400 \ \ cm^2$; $(A_{Lg})_3 = 398{,}720 \ \ cm^2$

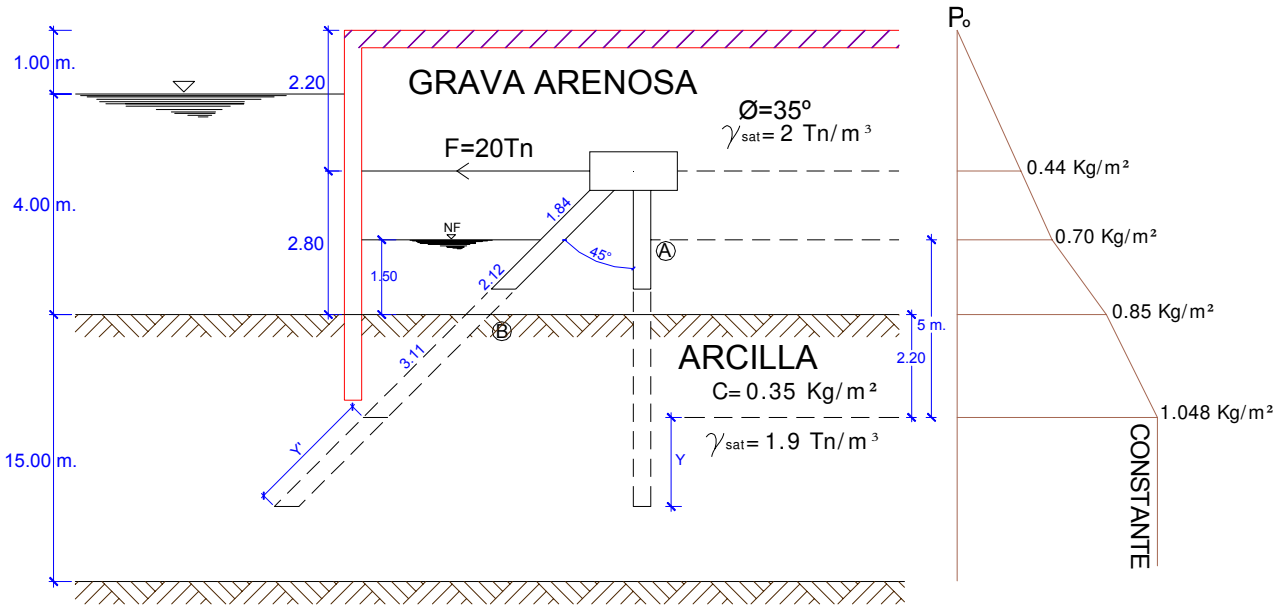
Reemplazando valores en la formula (2) tenemos:

$$Q''_d = (0.50 \times 9 \times 12{,}544) + \left[(0.29 \times 134{,}400) + (0.375 \times 398{,}720)\right]$$

$Q''_d = 244{,}944 \ \ Kg.$ como: $Q''_d > Q'_d$

$\Rightarrow$ $\boxed{Q_{adm} = 140{,}960 \ \ Kg.}$

PROBLEMA Nº 5.- Diseñar la longitud de los pilotes indicados.



Solución:

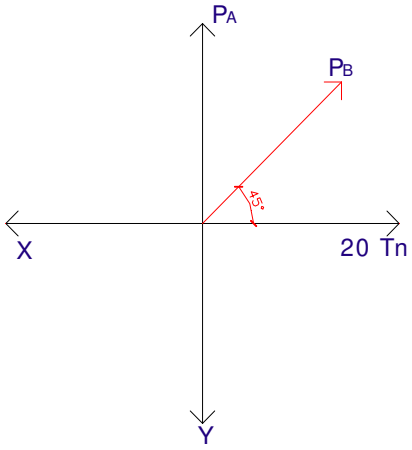
i) Determinando las cargas aplicadas a cada pilote.

$$P_B.Cos\ 45º+20\ Tn = 0$$

$$P_B = -28.28\ Tn \quad (\swarrow)$$

$$P_A + P_B.Cos\ 45º = 0$$

$$P_A = -20\ Tn \quad (\downarrow)$$



ii) Evaluando el pilote de concreto.

$$R_U = 0.85\ f'_C.A_C + f'_y.A_S \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\ (1)$$

Para un pilote de 0.25 x 0.25 m. de sección, tenemos:

$A_{Total} = 625\ cm^2$; $A_{S(\min)} = 1\%(A_T) = 6.25\ cm^2$

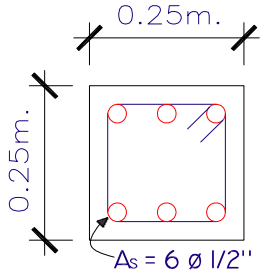
$1\ \phi\ 1/2'' = 1.29\ cm^2 \quad \Rightarrow \quad \frac{6.25}{1.29} = 4.84 = 5\ \text{var illas}\ (mínimo)$

$A_S = 6\ \phi\ 1/2'' = 7.74\ cm^2$

$A_C = 617.26\ cm^2$

$f'_C = 210\ Kg/cm^2$

$f'_y = 4{,}200\ Kg/cm^2$



Reemplazando en (1): $R_U = 142{,}688.91 \ \ Kg.$

$$\Rightarrow \qquad R_{adm} = \frac{142{,}688.91}{3} = 47{,}569.97 \ \ Kg.$$

Luego, tenemos que: 47,570 Kg. > 28,280 Kg. (pilote B)
47,570 Kg. > 20,000 Kg. (pilote A)

iii) Evaluando el suelo, para el pilote A.

a) Para el 1er estrato (GRAVA)

$$Q'_d = P_{oT}.N_q.A_P + \sum K_{HC}.P_o.Tg\delta.A_L = \sum K_{HC}.P_o.Tg\delta.A_L$$

Ya que: $A_p = 0$ (en el primer estrato no esta la punta del pilote)

$$Q'_d = 1.25\left[\frac{0.44+0.70}{2}\right].Tg\ \ 26.25^o(100\times130) + 1.25\left[\frac{0.70+0.85}{2}\right].Tg\,26.25^o(100\times150)$$

$$Q'_d = 11{,}733.76 \ \ Kg.$$

b) Para el 2do estrato (ARCILLA)

$$Q''_d = C.N_C.A_P + \sum F_S.A_L = C.N_C.A_P + C_a A_L$$

C_a de la TABLA – III y luego tabulando, tenemos:

$$C_a = 0.294 \ \ Kg/cm^2$$

Reemplazo los valores en la expresión anterior:

$$Q''_d = (0.35\times9\times625) + [(0.294)(100\times220) + (0.294)(100\times Y)]$$

$$\Rightarrow \qquad Q''_d = 8{,}436.75 + 29.4 \ \ Y$$

c) Hallando la longitud del pilote A

$Q_d = Q'_d + Q''_d = 20{,}170.5 + 29.4\,Y$; reemplazando:

$20{,}000(3) = 20{,}170.5 + 29.4\,Y \quad \Rightarrow \quad Y = 13.55\,m.$

Como no hay longitud suficiente para poder desarrollarla, procederemos a bajar la carga a 10 Tn. Entonces obtenemos:

$10{,}000(3) = 20{,}170.5 + 29.4\,Y \quad \Rightarrow \quad Y = 3.34\,m. = 3.35\,m.$

Longitud del pilote A = 5 m. + Y = 8.35 m.

$$N^o\,de\ pilotes = \frac{P_A}{Q_{d(pilote)}} = \frac{20{,}000}{10{,}000} = 2\ Pilotes$$

iv) Evaluando el suelo, para el pilote B.

a) Para el 1er estrato

$$Q'_d = \sum K_{HC}.P_o.Tg\delta.A_L$$

$$Q'_d = 1.25\left[\frac{0.44+0.70}{2}\right].Tg\ \ 26.25^o(100\times184) + 1.25\left[\frac{0.70+0.85}{2}\right].Tg\,26.25^o(100\times212)$$

$$Q'_d = 16{,}593.11 \ \ Kg.$$

b) Para el 2do estrato (ARCILLA)

$$Q''_d = C.N_C.A_P + C_a A_L$$
$$Q''_d = (0.35\times 9\times 625)+[(0.294)(100\times 311)+(0.294)(100\times Y)]$$
$$\Rightarrow \quad Q''_d = 11{,}112.15 + 29.4\ Y$$

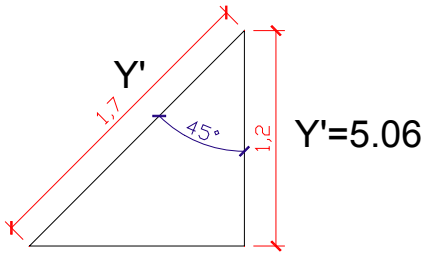
c) Hallando la longitud del pilote B

$Q_d = Q'_d + Q''_d = 27{,}705.26 + 29.4\,Y$; reemplazando:

$28{,}280(3) = 27{,}705.26 + 29.4\,Y \quad \Rightarrow \quad Y = 19.43\,m.$ (Absurdo)

Procedemos a bajar la carga del pilote a 14,200 Kg.

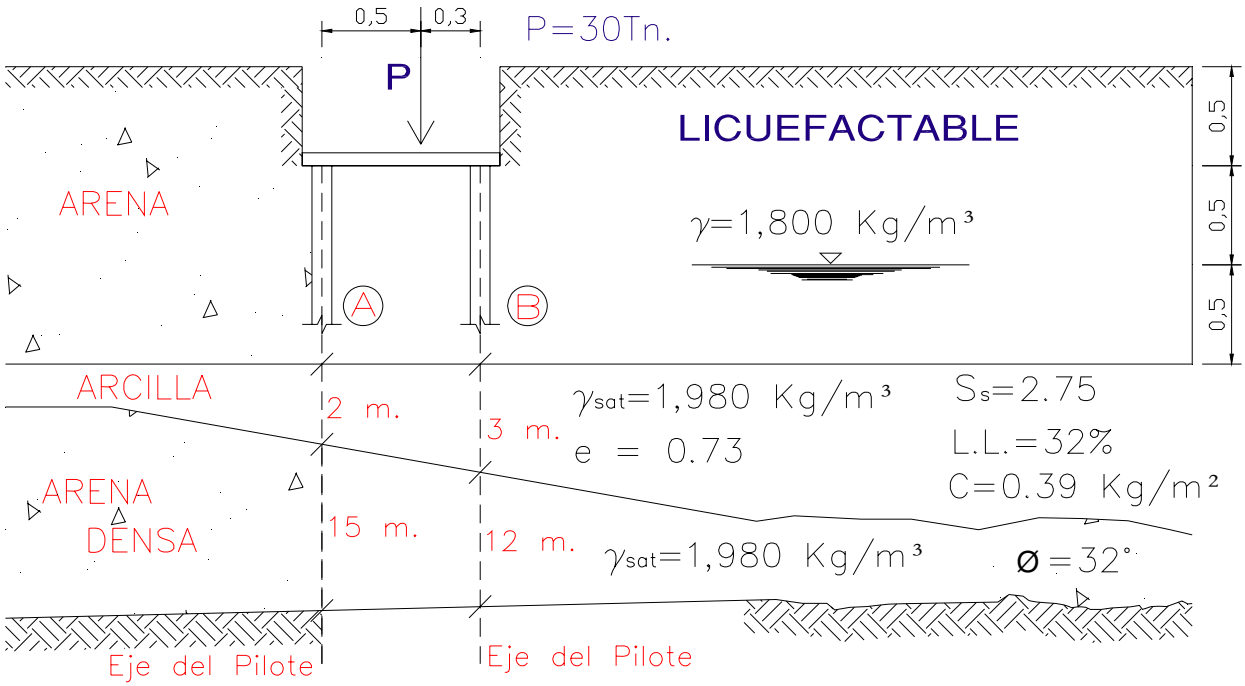
$14{,}200(3) = 27{,}705.26 + 29.4\,Y \quad \Rightarrow \quad Y = 5.06\ m.$



Donde Y = Altura Vertical
Por lo tanto: Y'= 7.15 m.
Longitud del pilote B = 7 m. + Y' = 7 m. + 7.15 m.
Longitud del pilote B = 14.15 m.

$$N^o\ de\ pilotes\ B = \frac{P_B}{Q_{d(pilote)}} = \frac{28{,}280}{14{,}200} = 2\ Pilotes$$

PROBLEMA Nº 6.- Diseñar los pilotes (hallar su longitud), A y B, de la figura.



WILBER CUTIMBO CHOQUE
wil-ber_2511@hotmail.com
Cel. 953686056

APENDICE

RECOMENDACIONES PARA LA IDENTIFICACION, DESCRIPCION Y CLASIFICACION VISUAL.- MANUAL DE SUELOS

Presentamos a continuación un resumen de metodología a seguir en la realización de un estudio de suelos, dándose énfasis a la etapa de exploración de campo ya que esta etapa será generalmente la más importante en un estudio de suelos.

I. ETAPAS DE UN ESTUDIO DE SUELOS.

La realización de un estudio de suelos comprende las etapas siguientes:

- Búsqueda de información existente.
- Elaboración del programa de exploración.
- Exploración de campo.
- Ensayos de laboratorio.
- Análisis.
- Conclusiones.

1.1. BÚSQUEDA DE INFORMACIÓN EXISTENTE.

La información de interés sobre la zona en estudio, puede ser de carácter topográfico, geológico, geomorfológico, geofísico, etc. otras fuentes de información importantes, pueden ser los estudios de suelos previos, la observación del estudio de estructuras existentes, y la información proporcionada por habitantes de la zona.

En base a esta información se procede a efectuar una primera estimación de las características del subsuelo que se espera encontrar y de la cimentación que deberá utilizarse. En muchos casos el éxito campaña por iniciar depende de esta previsión inicial, ya que solo en función de ella se pueden elegir acertadamente el numero de profundidad de sondajes, el equipo a utilizar, etc.

WILBER QUITIRO CHOQUE

1.2. ELABORACIÓN DEL PROGRAMA DE EXPLORACIÓN.

Debe de elaborarse un programa de investigación adecuado para el problema específico en estudio, el cual deberá incluir:

- Numero, ubicación y profundidad de sondajes.
- Equipo y personal a utilizar.
- Tipo de sondajes.
- Tipo y secuencia de muestras a obtener.
- Tipo y número de ensayos in-situ y de laboratorio a ejecutar.

La elaboración del programa indicado es efectuado en función de las características de la estructura (extensión cargas, sensibilidad, asentamientos) y de estimación de las características del suelo y el tipo de cimentación.

1.3. EXPLORACIÓN DE CAMPO.

Consiste en la ejecución de sondajes, obtención de muestras, realización de ensayos in-situ de los perfiles estratigráficos encontrados en base a la clasificación visual de muestras.

Esta etapa se considera fundamental en un estudio de suelos al iniciar la exploración de campo, es necesario verificar si la evaluación previa del subsuelo fue correcta, ya que en caso contrario el programa de investigación podría ser inadecuado y requerir modificación.

Antes de concluir la exploración de campo, es indispensable decidir el tipo de cimentación que se utilizara, ya que ello condiciona la profundidad definitiva de los sondajes, el tipo de muestras, etc. Esta decisión implica la necesidad de evaluar las propiedades mecánicas de los suelos dentro de rangos no muy amplios, en base a la clasificación visual de las muestras y ensayos in-situ.
El dilema aparente, originado por ser la profundidad de exploración y el tipo de muestras función del tipo de cimentación que se adoptara, y a su vez el tipo de cimentación función de las propiedades mecánicas de las muestras obtenidas, se resuelve simplemente mediante una buena clasificación visual.
Gran parte de la información obtenida de la exploración de campo es absolutamente definitiva, por ejemplo la profundidad de la napa freática, la secuencia y espesor de los estratos. Cualquier error u omisión que se cometa ya sea por falta de experiencia o por el uso de equipo o técnicas inadecuadas, es imposible corregir posteriormente.

1.4. ENSAYOS DE LABORATORIO.

Se pueden dividir en dos grandes grupos: de clasificación y de determinación de propiedades mecánicas, en muchos casos, ambos tipos de ensayos se realizan con objeto de confirmar las características de determinadas visualmente y afinar los valores de algunas propiedades mecánicas que serán utilizadas en el análisis.

1.5. ANÁLISIS.

En esta etapa se procede a resolver problemas de equilibrio o compresibilidad, utilizando formulas, métodos numéricos o métodos gráficos provenientes de modelos matemáticos idealizados, o en caso en que el problema no es susceptible de análisis teórico o los modelos matemáticos no dan resultados satisfactorios, utilizando métodos semi-empiricos desarrollados en base a observaciones efectuadas en casos reales.
WILBER QUISPE CHOQUE
Usualmente los modelos matemáticos utilizan propiedades idealizados de los suelos, que se pueden definir considerablemente de su comportamiento real. Debe recordarse que el comportamiento mecánico de los suelos no es elástico ni lineal.
Por las razones anteriores, solo se deben considerar confiables aquellos modelos matematicos o métodos semi-empiricos cuyos resultados hayan sido confirmados mediante comparación de mediciones efectuadas en casos reales. El uso de modelos o métodos no verificados deben limitarse a evaluaciones de tipo cualitativo.

1.6. CONCLUSIONES.

El Ingeniero de Suelos debe llegar a una decisión sobre la cimentación a utilizar. Esta decisión se basa en las características de los suelos observados en el campo y en el laboratorio; en los resultados del análisis efectuado y en la experiencia acerca del comportamiento de suelos y estructuras similares.
En las secciones siguientes se presentan en forma detallada las características mínimas de suelos y rocas, que deben ser incluidas en la clasificación visual.

II. ROCAS.

En los casos en que se encuentre la roca, se describirá separadamente el estado de intemperismo y la clasificación pectografica adicionalmente, se tomaran siempre muestras, con objetivo de verificar en laboratorio su clasificación pectografica.
Los términos que se utilizarán para describir el estado de intemperismo en que se encuentran las rocas serán los siguientes:

2.1. ROCA SANA:

Es aquella que no a sufrido intemperismo de importancia desde su formación. La roca sana se reconoce normalmente por su alta resistencia y la imposibilidad de escavarla por medio de herramientas manuales, en el caso de rocas ígneas la presencia de las juntas producidas al enfriarse, el magma que origino la roca no se considerara como parte del intemperismo, si no como una característica que posee la roca desde su formación; por lo tanto, la presencia de pequeñas juntas no impide que se le designe como sana.

2.2. ROCA LIGERAMENTE INTEMPERIZADA:

Es aquella que se encuentra dividida en bloques de gran tamaño, de orden de 50 cm a 1 m, y en cuyas juntas ha ocurrido poco intemperismo, existiendo en ellas no más de 0.5 a 1 cm de espesor de suelo.

3.2. ROCA INTEMPERIZADA:

Es aquella en la cual el efecto de intemperismo es más o menos importante. En este caso se considerara a las rocas que están divididas en bloques de 20 a 50 cm, y en cuyas juntas se ha formado el suelo con espesores de alrededor de 1 a 3 cm.

2.4. ROCA MUY INTEMPERIZADA:

Es aquella que está dividida en pequeños bloques, de orden de 10 a 20 cm, separados entre sí por suelo con espesores considerables. En este caso deberá describirse además el suelo que separa los trozos de roca, ya que puede tener gran influencia en las propiedades del conjunto.

WILBER QUISPE CHOQUE

Los cuatro casos mencionados anteriormente corresponde a depósitos en los cuales claramente se reconoce que se trata de roca, que puede presentar distintos grados de intemperismo. Al continuar el proceso de intemperización, la roca comienza a presentar las características de un suelo y deberá clasificarse como suelo residual.

III. SUELOS.

Todos los suelos provienen de la descomposición mecánica y química de las rocas, a excepción de los suelos orgánicos, que provienen de la descomposición de organismos vivos (plantas principalmente). Desde un punto de vista general, los suelos se clasifican en inorgánicos respectivamente.

Los suelos inorgánicos pueden ser divididos en residuales y transportados. Se llama suelos residuales a aquellos en los cuales las partículas provenientes de la descomposición de la roca madre no ha sufrido transporte a otro lugar. Por el contrario, los suelos residuales son aquellos en los cuales las partículas provenientes de la descomposición de la roca han sido transportados a otro lugar por algún agente, usualmente el agua o el viento. Durante el transporte estos suelos suelen mezclarse y alterarse física y químicamente.

Al efectuar la clasificación de campo, en primer lugar, se debe tratar de determinar no siempre es factible de efectuar por simple inspección visual.

3.1. SUELOS RESIDUALES:

En muchos casos es bastante difícil de verificar la condición de residual de un suelo, pudiendo ser necesario detectar y muestrear la roca intemperizada.

Debe de determinarse si el suelo residual es joven o maduro. Un suelo residual joven es aquel que representa aun cierta característica de la estructura de la roca; por ejemplo un deposito compuesto por estratos de lutita y arenisca, al convertirse en suelo residual puede presentar estratos de grava arenosa que corresponden a un intemperismo moderado de la arenisca, y otros de arcilla que corresponden a un intemperismo total de la lutita.
Finalmente, se describirá por el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.), que se detallara más adelante.

3.2. SUELOS TRANSPORTADOS:

En los casos que sea posible, se indicara el tipo de transporte que ha sufrido el suelo (aluvial, glacial, eólico, coluvial, etc.), y luego se describirá de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

IV. DESCRIPCIÓN DE SUELOS.

La clasificación y descripción de campo, tanto de suelos residuales como transportados, se hará describiendo los suelos de acuerdo a las características siguientes y en el orden indicado:

- Nombre por fracciones constituyentes.
- Propiedades físicas y mecánicas.
  a) Suelos granulares (gravas y arenas).
  b) Suelos cohesivos (limos y arcillas).
- Grado de saturación.
- Color.
- Olor.
- Otras características importantes.
- Clasificación unificada.

WILBER CUTIMBO CHOQUE

4.1. Nombre de las fracciones constituyentes.

Indicar el constituyente principal del suelo, seguido por los nombre de los demás constituyentes, en caso de que alguno de ellos exista en cantidad muy pequeña, se le debe anteponer “ligeramente”.
Los tamaños y características de las distintas fracciones que constituyen los suelos son:

Fragmentos de roca o bloques: trozos de roca de tamaño mayor de 12”.
Bolos, bolones o pedregones: partículas de tamaño entre 6” y 12”.
Piedras: partículas de tamaño entre 3” y 6”.
Grava: partículas entre 3” y 4.75 mm. (Tamiz Nro 4).
Arena: partículas entre 4.75 mm y 75 um (Tamiz Nro 200).
Limo arcilla: partículas menores de 75 um. (Pasan el tamiz Nro 200), su distinción se hace en base a la plasticidad, utilizando los limites de Atterberg.

4.2. Propiedades físicas y mecánicas.

a) SUELOS GRANULARES (GRAVAS Y ARENAS).

a.1) Tamaño de partículas: deberá indicarse para cada fracción constituyente (grava y arena) si es gruesa o media o fina. Además, para los suelos gravosos se indicara el tamaño máximo de partícula.

a.2) **Angularidad:** para la fracción de grava debe indicarse la angularidad.

a.3) **Gradación:** en casos de que el contenido de finos se estime menor que 12%, se indicara si el suelo bien o mal gradado.

a.4) **Contenido de finos:** si el contenido de finos (limo y arcilla) es menor de 5%, no se mencionara su existencia, si el contenido de finos está entre 5 y 12%, se antepondrá el prefijo "ligeramente" a las palabras limoso, arcilloso o limo-arcilloso. Si el contenido de finos es mayor de 12%, se describirá como limoso, arcilloso o limo-arcilloso y en caso sea posible apreciar su plasticidad, deberá indicarse esta.

a.5) Densidad relativa: en los suelos de partículas gruesas en que el contenido de finos sea bajo y las partículas de grava y arena no están adheridas entre si por los finos, se estimara la densidad relativa.

Cuando las partículas de grava o arena están adheridas entre si por los finos, es imposible apreciar la densidad relativa. Si esto sucede, es importante indicarlo en la descripción y puede ser necesario extraer muestras inalteradas para estudiar en el laboratorio la colapsabilidad del material al saturarse.

Los términos a utilizar son los siguientes: muy suelto, suelto, medianamente denso, muy denso. La densidad relativa se puede relacionar con el número de golpes N y S.P.T.

DENSIDA RELATIVA	N (SPT)	DESCRIPCION
Muy suelto	0 - 4	Una barra de ½" penetra fácilmente con la mano.
Suelto	4 - 10	Una barra de ½" penetra fácilmente hincada con comba de 5 libras.
Denso	10 - 30	Una barra de ½" penetra 30 cm hincada comba de 5 libras.
Medianamente denso	30 - 50	Una barra de ½" penetra pocos cms, hincada con comba de 5 libras.
Muy denso	>50	

WILBER CUTIMBO CHOQUE

b) SUELOS COHESIVOS (LIMOS Y ARCILLAS).

Existen procedimientos típicos de identificación para suelos finos o fracciones finas de suelos en el campo, que se hacen con la fracción que pasa por la malla Nro 40. Estos procedimientos, son la dilatancia, resistencia en estado seco y la tenacidad.

b.1) **Plasticidad:** es una medida de rango de contenido de humedad dentro del cual el suelo puede ser amasado con facilidad. En el campo se mide la sensación que produce la plastelina es un ejemplo de material plástico.

La plasticidad de los suelos se describirá utilizando los términos siguientes:

PLASTICIDAD	LIMITE LIQUIDO
No plástico	0 - 4
Plasticidad baja	4 - 30
Plasticidad media	30 - 50
Plasticidad alta	>50

b.2) **Consistencia:** la consistencia es una medida de la resistencia del suelo. En el campo se mide por la fuerza necesaria para deformar al suelo en estado inalterado y con humedad natural.

Los términos que se utilizan para describir la consistencia son los siguientes:

CONSISTENCIA	qu (Kg/cm^2)	N (SPT)	DESCRIPCION
Muy blando	0.00 – 0.25	0 - 2	El puño penetra 10cm fácilmente.
Blando	0.25 – 0.50	2 - 4	El pulgar penetra 5cm fácilmente.
Medianamente compacto	0.50 – 1.00	4 - 8	El pulgar penetra 5cm con esfuerzo moderado.
Compacto	1.00 – 2.00	8 -15	El pulgar deja marca fácilmente.
Muy compacto	2.00 – 4.00	15 - 30	La uña del pulgar raya fácilmente.
Duro	>4.00	>30	Uña del pulgar raya con dificultad.

4.3. Grado de saturación.

Se describe utilizando los siguientes términos:

GRADO DE SATURACION	G (%)
Seco	0
Ligeramente húmedo	1 - 25
Húmedo	26 - 50
Muy húmedo	51 - 75
Mojado	76 - 99
Saturado	100

WILBER CUTIMBO CHOQUE

Debe tener especial cuidado en no confundir el grado de saturación de los suelos cohesivos, estos suelos aun estando saturados, no humedecen superficies de contacto, si su consistencia es medianamente compacta o mayor.

4.4. Color.

Se indicara utilizando exclusivamente palabras en castellano y evitando el uso de colores no definidos. Así por ejemplo, no deben usar términos como beige, gris, blanquisco, verdoso, etc.

4.5. Olor.

En los suelos con contenido de material orgánica, el olor es una característica fundamental para su clasificación. Estos suelos deberá anotarse esta propiedad.

4.6. Otras características importantes.

Se incluirá cualquier otra característica importante del suelo que se observe y que no haya sido descrita en las secciones anteriores.

4.7. Clasificación unificada.

Se indicara el símbolo correspondiente al suelo de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. ASTM DESIGNACION: D – 3282, Practica Estándar Recomendada para: La Clasificación de suelos y mezclas suelo – agregado, para propósito de construcción de Carreteras.

2. ASTM DESIGNACION: D2488 - 75, Practica Estándar Recomendada para: La Descripción de suelos (Procedimiento Visual – Manual).

3. ASTM DESIGNACION: D4318 - 84, Métodos Estándar de Ensayos para Limite Liquido, Limite Plástico e Índice de Plasticidad de suelos.

4. FACULTAD DE CIENCIAS Y INGENIERIA, Recomendaciones para la descripción y clasificación visual de suelos y rocas en el campo, Pontificia Universidad Católica del Perú.

5. HUMALA AYBAR, Genaro, Mecánica de Suelos I, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, 1989.

6. HUANCA BORDA, Ángel, Concreto Armado I, Universidad Nacional "SAN LUIS GONSAGA", ICA, 1994.

7. JUAREZ BADILLO, Eulalio – RICO RODRIGUEZ, Alfonso, "Fundamentos de la Mecánica de Suelos", Tomo I, Editorial Limusa, México, 1982.

8. JUAREZ BADILLO, Eulalio – RICO RODRIGUEZ, Alfonso, "Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos", Tomo II, Editorial Limusa, México, 1982.

9. MICHELENA, Roberto, "Mecánica de Suelos Aplicada", Lima, Colección del Ingeniero Civil, CIP, 1991.

10. TERZAGHI, Karl – PECK, Ralph, "Mecánica de Suelos en la Ingeniería Practica", Editorial El Ateneo, Buenos Aires, 1986.

11. VILLASEÑOR CONTRERAS, Jesús, "Proyectos de Obras Hidráulicas", Universidad Autónoma Chapingo.

WILBER CUTIMBO CHOQUE

WILBER CUTIMBO CHOQUE
wil-ber_2511@hotmail.com
953686056